

Universidad Técnica Particular de Loja
BIBLIOTECA GENERAL

Recibido el 20-IX-78

Valor \$ 200.00

Nó Clasificación 1978 R741 IC2
Becerra - Autor.



624.
Puentes diseño
Río Cutumayo
Macaui
Zapotillo.

624.25

624

624.25
X
498
etc

UD. 263

UD. 267



Universidad Técnica Particular de Loja
Facultad de Ingeniería Civil



**DISEÑO Y PROYECTO DE CONSTRUCCION DEL PUENTE
SOBRE EL RIO CATAMAYO EN LA VIA
MACARA - LAGUAR - ZAPOTILLO**

Walter E. Rojas Ojeda

Directores Ingenieros

Jorge Cueva Aguirre
Carlos Regalado P.
Eduardo Garcia G.

Loja-Ecuador

1978



Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es>

Septiembre, 2017



A mis padres.



AGRADECIMIENTO

A mis Directores de Tesis, Catedráticos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica Particular de Loja, Ingenieros:

Jorge Cueva Aguirre.

Carlos Regalado Piedra.

Eduardo García García.

A los Catedráticos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica Particular de Loja, por sus sabias enseñanzas y orientadores consejos, y quienes supieron ser, profesor, guía y amigo.

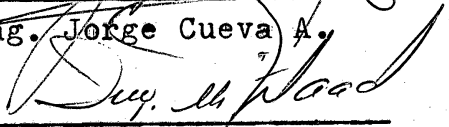


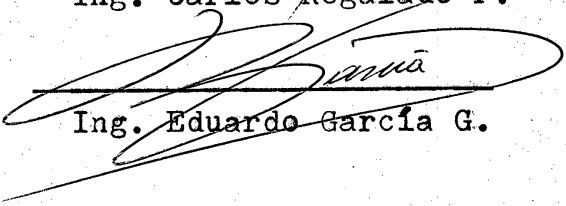
Los DIRECTORES DE TESIS, que abajo
suscribimos, Certifican:

Que el presente trabajo ha si-
do prolijamente revisado, por tan-
to, queda autorizada su presentaci-
ón.

Loja, Agosto de 1978


Ing. Jorge Cueva A.

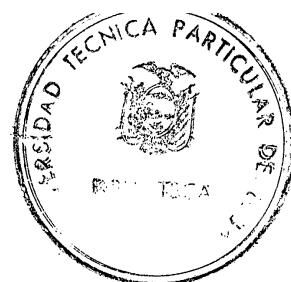

Ing. Carlos Regalado P.


Ing. Eduardo García G.



La responsabilidad de la
Investigación, resultados,
discusiones y conclusiones son de exclusividad
del autor.

Walter Emilio Rojas O.



INDICE

pags.

INTRODUCCION

CAPITULO I.

- PRINCIPIOS BASICOS SOBRE EL HORMIGON ARMADO Y EL HORMIGON PREESFORZADO.

1.1. Ventajas e Inconvenientes del Hormigón Armado común	1
1.2. Principios Generales y ventajas del Hormigón Preesforzado	5
1.3. Estudio Físico de los hormigones	10
1.3.1. Definición de compresión triaxial	10
1.3.2. Leyes generales que rigen la física del concreto	10
1.3.3. Fenómeno de la Retracción	13
1.3.4. Elasticidad de los hormigones	14
1.4. Teorías y Cálculos del Hormigón Armado	17
1.4.1. Generalidades	17
1.4.2. Tabla de notaciones	18
1.4.3. Hipótesis admitidas	20
1.4.4. Cálculo de la sección de una pieza	24
1.4.5. Problema de la disposición de las Armaduras	33
1.4.6. Condiciones relativas a esfuerzos cortantes	37
1.4.7. Práctica del armado	41
1.4.8. Estados límites de deformación	44
1.4.9. Concretos utilizados	45
1.4.10 Aceros utilizados	47

1.4.11. Valores a adoptar en los cálculos,	
coeficientes de seguridad	51
1.4.12. Patología del Hormigón Armado	53
1.5. Teorías, Cálculos y Ventajas del Hormigón	
Preesforzado	56
1.5.1. Esfuerzos sometidos a Momentos . . .	59
1.5.2. Deformaciones que se producen . . .	72
1.5.3. Concretos utilizados	73
1.5.4. Aceros utilizados	75
1.5.5. Relajamientos admitidos	80
1.5.6. Valores a adoptar en los cálculos . .	81
1.5.7. La seguridad en obras de hormigón	
preesforzado	84
1.6. Procedimiento y Métodos de Preesforzado . . .	89
1.7. Importancia de la aplicación del Hormigón	
Armado y Preesforzado en la construcción de	
puentes	108

CAPITULO II

- ESTUDIOS PRELIMINARES.

2.1. Levantamiento Topográfico	111
2.2. Régimen de curso de agua	116 ✓
2.3. Estudio de suelos	123

CAPITULO III

- DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE.

3.1. Análisis de cargas y sobrecargas	126
3.2. Cálculo y diseño del puente con hormigón	
Armado	134
a. Diseño de la losa de tráfico	134
b. Diseño de los nervios longitudinales . . .	135
c. Análisis del arco empotrado	137

	pags.
d. Articulación del arco en el arranque . . .	150
e. Diseño del muro estribo	152
f. Diseño del muro aleta	157
g. Diseño de la losa de vereda	160
h. Diseño de la columna de pasamano . . .	160
i. Otros detalles constructivos	160
3.3. Cálculo y diseño del puente con hormigón preesforzado	162
a. Diseño de la losa de tráfico	162
b. Diseño de la viga postensada	164
c. Diseño de muro estribo	188
3.4. Análisis de las Cerchas	192
1. Para puente de hormigón armado	192
2. Para puente de hormigón preesforzado . .	196

CAPITULO IV

- PRESUPUESTO

- Principales precios unitarios locales	200
- Análisis de precios unitarios para la elaboración de morteros y hormigones	201
- Presupuesto detallado de cada diseño	203
a. Para puente de hormigón armado	203
b. Para puente de hormigón preesforzado	206
- Equipos y herramientas	209
- Resumen de costos directos	209
- Costos Indirectos	210
a. Costos de operación	210
b. Costos de obra	211

CAPITULO V

- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	213
--	-----

ANEXOS : Planos Estructurales.

INTRODUCCION

El objetivo fundamental del presente trabajo, es el de presentar dos tipos de diseño diferentes para la construcción del Puente sobre el río Catamayo en la vía Macará-Laguar-Zapotillo, en el sector comprendido en el Km. 28+530.

La construcción de este puente es de vital importancia, debido a que sirve de unión de una vía que integra diferentes sectores fronterizos, tales como: Zapotillo, La Ceiba, Saucillo, Jaguay Grande, Potrerillos, Algodonal, Laguar y La Guatara; los mismos que, debido a su condición geográfica siempre han sufrido los efectos adversos de la naturaleza, y se han sumido en la desesperación y la miseria.

Además, este trabajo pretende enfocar nuevos métodos de diseño tanto en el campo del Hormigón Armado como en el del Hormigón Preesforzado, presentando en primer lugar las diferentes teorías y formas de cálculo, y luego realizar la aplicación práctica en el diseño mismo.

Las condiciones hidrológicas variables del río Catamayo han influido en la elección de los tipos estructurales respectivos, evitando el diseñar pilas intermedias, las cuales podrían poner en peligro la estructura final; por tanto, se analizan los siguientes tipos estructurales:

1. Usando hormigón armado, la estructura escogida es la de Arcos empotrados con tablero intermedio.
2. Usando hormigón preesforzado, se realiza el diseño usando 5 vigas postensadas simplemente apoyadas.

Se presenta el análisis de cerchas para cada diseño estructural, señalándose que, en todo caso, se deja libertad al constructor para su elección.

Al final del desarrollo del presente trabajo, se presenta el presupuesto detallado para cada diseño estructural, el cual ha sido realizado a base de precios locales, nacionales y de los precios existentes en el sitio de construcción, con los cuales se determina los precios unitarios de cada rubro integrante del proyecto.

CAPITULO I

PRINCIPIOS BASICOS SOBRE EL HORMIGON ARMADO Y EL HORMIGON PREESFORZADO

1.1. Ventajas e Inconvenientes del Hormigón Armado Común

El hormigón armado presenta como ventaja indiscutible frente a los demás materiales, su cualidad de formá-
ceo, es decir, de adaptarse a cualquier forma, de acuerdo
con el molde o encofrado que lo contiene, lo cual propor-
ciona al técnico mayor libertad al proyectar estructuras,
teniendo en cuenta al final de definir un determinado di-
seño, la facilidad de ejecución, tanto en el encofrado co-
mo de la colocación de armaduras y del hormigón. El em-
pleo del hormigón armado resulta económico y casi siempre
competitivo con el acero en perfiles, ofreciendo sobre és-
tos la ventaja de su mayor monolitismo y continuidad; ade-
más la durabilidad y resistencia al fuego son superiores
a las que presenta la madera y el corcho, siempre que los
recubrimientos y la calidad del hormigón sean acordes con
las condiciones del medio que rodea la estructura.

Un aspecto muy importante que hay que tener presente
al diseñar estructuras de hormigón armado, es lo relacio-
nado a la adherencia hormigón-acero, fenómeno básico so-
bre el que descansa el funcionamiento del mismo como mate-
rial estructural, puesto que si no existiere adherencia,

las barras no tomarían el menor esfuerzo de tracción y se deslizarían a través de toda su longitud sin acompañar al hormigón en sus deformaciones, con lo que, al fisurarse éste, sobrevendría bruscamente la rotura. La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: asegurar el anclaje de las barras y transmitir las tensiones tangentes periféricas que aparecen en la armadura principal como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

Entre los inconvenientes que presenta el hormigón armado común, tenemos los siguientes: el concreto armado no permite utilizar del todo las cualidades de los materiales que lo componen, pues mientras que en éste los esfuerzos de trabajo utilizables no pasan de $90-100 \text{ Kg/cm}^2$ en el hormigón y de 2.100 Kg/cm^2 en el acero, las técnicas modernas nos ofrecen concretos capaces de soportar esfuerzos de seguridad que varían de $120-180 \text{ Kg/cm}^2$ y aceros especiales capaces de trabajar esfuerzos mayores de 10.000 Kg/cm^2 .

Las razones que impiden la utilización de las modernas cualidades de los hormigones y aceros son fácilmente comprensibles; en efecto, siendo el coeficiente de elasticidad del acero sensiblemente constante, si éste se somete a esfuerzos cuatro o más veces superiores a los usuales, sufrirá elongaciones unitarias cuatro o más veces superiores a su vez; entonces las fisuras del hormigón a tensión, dejarán de ser capilares para una tensión máxima de tracción en el acero, permitiendo el paso a los agentes corrosivos atmosféricos que atacan rápidamente al acero, poniendo en peligro la resistencia del elemento estructural. Si la altura de la zona comprimida aumenta y el valor de la resistencia última del acero crece, la re-

sistencia a la compresión llega a ser considerable y obliga a preveer secciones de acero mayores, con objeto de - crear una resultante inferior de tracción equivalente a la resultante superior de compresión. Secciones tan considerables de acero son difíciles de alojar y además la - flexión de tal pieza será peligrosa debido a las fisuras que se han de provocar; en efecto, la inercia de la pieza permanece sensiblemente constante, mientras que la carga posible y por lo tanto las flechas, se triplican.

Incluso si estas dificultades no existieren, no sería económico progresar por este camino, debido a que el abatimiento del eje de la fibra neutra y la disminución de - la altura útil, producidos por estar las barras necesariamente colocadas en varias capas, ocasiona una variación - del brazo de palanca del par interno, perdiéndose de este modo, en parte, la ventaja que se buscaba, resultando de esta manera un elemento estructural antieconómico.

Las condiciones de ejecución de la obra reaccionan en el mismo sentido sobre este problema. El hormigón armado alcanza ya, en ocasiones, el límite de las complicaciones prácticas aceptables, pues una jungla de varillas de refuerzo impiden que el hormigón llegue a su lugar, debido a que hay que colar un concreto plástico casi líquido y - esta fluidez va en detrimento de las cualidades del material mismo y, en particular, de la resistencia unitaria.

Si a todo ésto agregamos las fallas de muchos diseñadores, de mantenerse apegados al principio del hormigón - armado dentro de la teoría clásica: "Obtener los momentos resistentes por la creación de un par de fuerzas, una de ellas resultante de las compresiones del hormigón y la otra de tracción del acero", entonces intentando explorar

nuevas rutas, nació la idea del hormigón preesforzado, indicando que decimos una nueva ruta, debido a que el principio del hormigón preesforzado no estriba en la oposición de una fuerza de compresión, por un lado, y por una fuerza de tracción soportada por el acero en la cual no participa el concreto, por otra, pues el principio del preesfuerzo se enuncia así: "Eliminación de tensiones en el hormigón". Esto se realiza por la creación, dentro de la zona normalmente tensada, de compresiones introducidas artificialmente; compresiones superiores, en valor absoluto, a las producidas por las cargas, de tal manera que, en definitiva, la sección de hormigón se halle totalmente sometida a compresiones. Son estas compresiones creadas artificialmente las que reciben el nombre de "preesforzados".

Si históricamente buscamos la idea del preesforzado, vemos que ésta fue larga, quizá mucho más que la del hormigón armado, puesto que numerosos técnicos buscaban los medios apropiados para disminuir la fisuración del hormigón a tensión. Desde 1888, C.E. W. Döhring sacó una patente en la cual expresó algunos principios de preesforzado, no obstante fracasó. Luego de varios años, en 1907, los alemanes Köner y Lundt intentaron una comprobación de esta idea, pero también fracasaron, hasta que M. Freyssinet reconsideró el problema con bases más sólidas, pues abandonando las ideas de Köner, trató de colocarse en condiciones parecidas a ciertos arcos donde el esfuerzo normal compensa las tracciones, produciendo así, exclusivamente, compresiones en las cuales el hormigón resiste adecuadamente. Es por esto que el desarrollo moderno del hormigón preesforzado se le acredita a Freyssinet, francés, quien en 1926 descubrió el fenómeno de deformación -

lenta bajo carga y sucesivamente dedujo las leyes de retracción de las deformaciones y de los estados hidrométricos.

1.2. Principios Generales y Ventajas del Hormigón Preesforzado

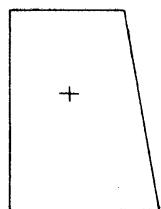
Se llaman Construcciones Preesforzadas a aquellas construcciones que antes de la aplicación de las cargas que soportarán, o al mismo tiempo, si son cargas permanentes, quedan sometidas a un sistema de esfuerzos permanentes creados artificialmente con objeto de obtener esfuerzos suplementarios, preferentemente de sentido contrario a los ocasionados por las cargas, de modo que las resultantes del conjunto de fuerzas aplicadas (cargas y esfuerzos permanentes así creados) no ocasionen esfuerzos que el o los materiales utilizados no estén en condiciones de soportar indefinidamente con toda seguridad.

Se puede aceptar la siguiente definición: "Concreto preesforzado es el concreto reforzado en el cual se han introducido esfuerzos internos de magnitud y distribución tales que los esfuerzos resultantes de las cargas se contrarrestan hasta un nivel deseado"⁺. En definitiva, esto induce a crear compresiones que contrarresten las tensiones inherentes a las cargas; esta labor está encargada a cables de refuerzo de alta resistencia.

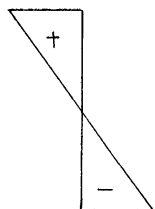
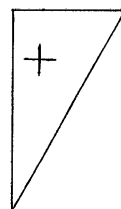
Para explicar estos principios generales, supongamos una pieza de hormigón armado en flexión: Antes de colar el hormigón, ejerzamos una tracción sobre las varillas de refuerzo; éstas sufrirán una elongación debido a la trac-

⁺ Reglamento ACI 318-71. p. 20.

ción; luego que el hormigón se ha colado y ha fraguado, - suprimimos la tracción; las varillas tendrán que volver a su longitud primitiva y comprimirán enérgicamente al hormigón, acortándolo, realizando por este sencillo método - un preesforzado. Si este preesfuerzo se ejerce dentro - del núcleo central, toda la zona estará comprimida; si el preesfuerzo es excéntrico con respecto a este núcleo, creará compresiones en las fibras contenidas en cierta zona y tracciones en las otras; será necesario, por lo tanto, colocar juiciosamente las barras destinadas a crear el preesforzado y ejercer en ellas tracciones tales que la compresión originada sea igual o superior a las tracciones - creadas por las cargas y sobrecargas y por otra parte, que las tensiones de la zona en tensión, por el efecto de un preesforzado excéntrico, sean inferiores, en valor absoluto, a las compresiones normales ocasionadas por la carga mínima.

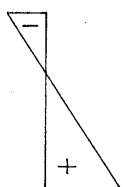


Pretensado

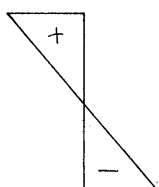
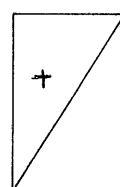
Esfuerzos
elementalesEsfuerzos
totales

Estos diagramas indican un preesforzado que sólo ocasiona compresiones.

Los siguientes diagramas representan un preesforzado que ocasiona tracciones.



Pretensado

Esfuerzos
elementalesEsfuerzos
totales

Analizando los diagramas anteriormente presentados, - diríamos que aunque el hormigón armado, cuerpo heterogéneo, necesita de métodos particulares de cálculo, el hormigón preesforzado, como cuerpo homogéneo, utiliza los métodos de cálculo de estos últimos cuerpos; esto debido a que los esfuerzos sufridos por el concreto preesforzado - están siempre comprendidos entre los límites superior e inferior de la elasticidad, mientras que si se trata del hormigón armado, en las zonas tensadas, el hormigón rebasa el límite inferior de la elasticidad y sufre, por lo tanto, deformaciones plásticas. Además se verifica que el momento resistente en una pieza preesforzada es superior en tres veces al momento de la misma pieza de hormigón armado. Se ha visto anteriormente que en el cuadro de la teoría clásica, el concreto armado no admite la utilización de hormigones y aceros de alta resistencia; en las teorías del preesforzado, las razones que prohíben este uso se eliminan automáticamente; y, seguidamente analizaremos algunas de ellas.

1.2.1. Elongaciones excesivas del acero a esfuerzos elevados

En una obra de concreto preesforzado, esta elongación importa poco, ya que se produce antes del colado del hormigón e independientemente de aquél; por lo tanto no puede ocurrir el agrietamiento del hormigón.

1.2.2. Imposibilidad de alojar el número de varillas normales

La posible utilización de aceros especiales permite salvar la dificultad y además la sección de los

cables representa la cuarta o quinta parte de la que sería necesaria con aceros normales.

1.2.3. Flexibilidad exagerada de las piezas con momentos de inercia pequeños y considerables momentos resistentes

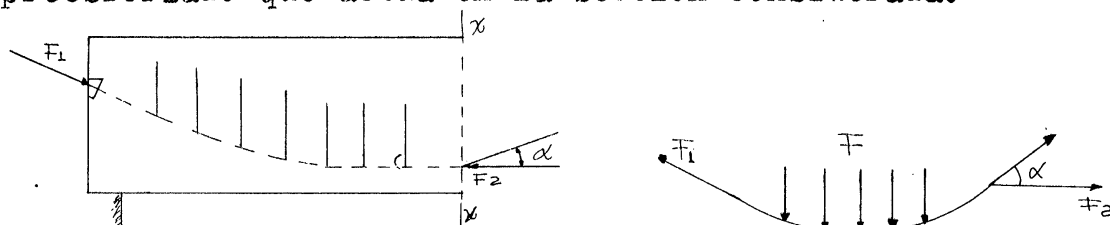
Esto se reduce en el preesforzado por dos causas:

- a. En una pieza de concreto armado se hace el cálculo del momento de la inercia de la sección total, sin tomar en cuenta las partes en tensión, fisuradas o microfisuradas, puesto que la presencia de todas estas fisuras disminuye en cierto grado la inercia total de la pieza; este inconveniente no se presenta en el hormigón preesforzado, debido a que el hormigón permanece comprimido y sin fisuras.
- b. La deformación de una viga es proporcional al alargamiento relativo de su acero en el hormigón armado y al de su fibra más tensada en hormigón preesforzado, teniendo una relación entre ambos alargamientos igual a 4.

1.2.4. Necesidad de mantener las secciones de las piezas de tal magnitud que el valor de T/bz permanezca inferior a la carga de seguridad por cortante

Esta es una de las principales ventajas del preesforzado, puesto que el efecto de cizallamiento se reduce considerablemente, por causa de los esfuerzos introducidos en el esfuerzo previo; así, si en el hormigón armado común, el cortante máximo se ejerce sobre los esfuer

zos normales debidos a la flexión, los cuales son nulos o negativos, en el hormigón preesforzado estas mismas zonas están ya comprimidas. En la mayoría de vigas los cables tienen una forma más o menos parabólica fuera de la zona central. Si analizamos una sección x-x, representada en la figura siguiente, vemos que el cortante es igual al - que sufriría una viga idéntica y cargada igualmente, disminuido en la componente vertical del esfuerzo total del preesforzado que actúa en la sección considerada.



Siendo F_1 = Esfuerzo de anclaje.

$$F_2 = F_1 + f$$

F_2 = Esfuerzo de tracción en el cable, en esa sección.

f = Resultante de las reacciones del hormigón sobre el cable.

α = Inclinação de F sobre la horizontal.

El esfuerzo cortante de todas las fuerzas situadas a la izquierda de la sección considerada es $V - F_2 \sin \alpha$.

Como resultado de este análisis, podemos observar que el hormigón preesforzado presenta cualidades que buscamos para la utilización total de las posibilidades que nos ofrece la técnica moderna, pues utilizamos menos cantidad de acero, menos metros cúbicos de hormigón para una misma resistencia, será más económico, a pesar del costo ligeramente mayor de los aceros especiales y de las condiciones peculiares de mano de obra.

1.3. Estudio Físico de los Hormigones

1.3.1. Definición de compresión triaxial

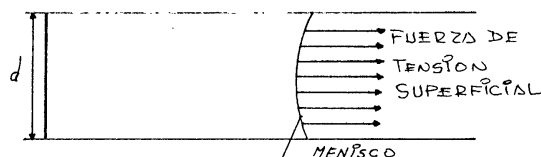
La noción "compresión triaxial" es muy reciente; su principio se basa en la distinta resistencia que ofrecen los cuerpos solicitados, en una sola dirección en el espacio, raramente en dos y los cuerpos solicitados simultáneamente en tres direcciones. Por ejemplo, si colocamos una probeta cúbica de hormigón, acero o cualquier otro material entre dos placas de una prensa hidráulica, a cierta presión el cubo se romperá; ahora, si a la misma probeta cilíndrica se le ejercen presiones sobre las caras laterales, necesitaremos presiones diez veces mayores que a las de rotura normales. Si las probetas en las cuales se realizan las experiencias, colocáramos al material sin huecos, y por tanto, las mismas resulten rigurosamente compactas, la resistencia a la compresión triaxial sería infinita. Por otra parte, se debe anotar que el hormigón debido a ciertos fenómenos físicos, está por sus esfuerzos internos, sometido a compresión triaxial y ésto es lo que condiciona el fenómeno de retracción de fraguado.

1.3.2. Leyes generales que rigen la física del hormigón

Definiendo exactamente al concreto, tomando como estudio el de las leyes internas que lo rigen, M. Freyssinet y demás autores modernos lo definen como cuerpo formado por un aglomerado de gránulos de grava, de arena y de cemento, cuyas dimensiones varían desde una fracción de micrón hasta varios centímetros y que constituyen

un esqueleto sólido. La parte fluida, formada por el agua, vapor de agua y aire, está sometida a condiciones diferentes de los líquidos propiamente dichos, dando lugar a fenómenos muy particulares.

El conjunto del hormigón tiene la apariencia exterior de un cuerpo sólido, pero internamente está formado por una red de innumerables y pequeñísimos canales, que contienen a la parte fluida en un movimiento perpetuo, variando las propiedades del conjunto en función del tiempo y del espacio. Luego de exponer esta definición, analizaremos la ley de Física que relaciona las condiciones de las fases fluidas, la cual dice: "Todo líquido contenido en canales de diámetro D suficientemente pequeño, a los cuales moje, se caracteriza por la formación de una superficie líquida gaseosa que afecta la forma de menisco y cuyas propiedades son análogas a las de una membrana elástica". Dicha superficie está sometida a las leyes de la tensión superficial, que tienden a reducir al mínimo la superficie de la materia; esa tensión superficial origina en el líquido un estado de tracción isótropa que, a su vez, se transmite a las paredes; un líquido en estas condiciones puede sufrir entonces enormes tracciones sin romperse, equilibrando la tensión superficial, la diferencia de presiones ejercidas sobre el gas y sobre el líquido, sea:



De la fórmula general de Laplace, para superficies de menisco cualquiera, se pueden deducir las expresiones siguientes:

$$\Delta P = 4A/d \quad \text{para un canal}$$

$$\Delta P = 2A/d \quad \text{para una lámina}$$

$$\Delta P = \text{Diferencia de presiones}$$

$$A = \text{Constante}$$

$$d = \text{diámetro del canal}$$

En un canal microscópico análogo al que describíamos anteriormente, coexisten tres aspectos fundamentales:

- a) el líquido que circula por el canal
- b) el gas que circula por el canal
- c) el vapor del líquido

Se ha demostrado que la tensión originada por el vapor, bajo las condiciones especiales de los canales microscópicos, es igual a la tensión en una atmósfera en equilibrio, a una altura L sobre la superficie, o sea, $L = 2A/d\delta$, en donde δ es la densidad del líquido. Siendo ϵ la relación de tensiones de vapor a la altura L y en la superficie, tendremos:

$$\Delta P = \frac{2A}{d} = \frac{\log \text{nep } \frac{1}{\epsilon}}{\frac{\text{d. vapor} \times 1.293}{1 + \text{at}}}$$

Para agua a 15 grados centígrados, la relación queda:

$$1.300 \log \text{nep } \frac{1}{\epsilon}$$

Para generalizar esta fórmula, consideremos el caso en que la temperatura al exterior del cuerpo y la del cuerpo mismo sean diferentes, sean T y t estas temperaturas, entonces el cuerpo tomará un estado de equilibrio, en función de las relaciones de tensiones de vapor H_T y H_t a

las temperaturas indicadas; sacando una fórmula general para el hormigón que será:

$$\Delta P = 2A/d = 1.300 \log \text{nep } H_r/H_t$$

Por tanto, tres son los parámetros que condicionan la vida interna del concreto, el diámetro del canal, el estado higrométrico H_r/H_t , y la depresión ΔP creada por este estado físico.

Entonces notamos que la tensión superficial crea un estado de tracción en el seno del líquido (estado isótropo); el líquido transmitirá esta tracción a las paredes; por tanto, el sólido que forma estos canales estará sometido a un estado de tracción isótropo y por consiguiente a una "compresión triaxial".

1.3.3. Fenómeno de la retracción

Si consideramos un hormigón en equilibrio con un estado higrométrico ϵ a cierta temperatura constante y una sección plana igual a la unidad, la cual se compondrá de: zonas sólidas ω_p ; canales llenos de aire con un diámetro d superior al crítico y su área ω_s ; canales llenos de agua para diámetros inferiores a d y su área ω_m y además basados en los principios expuestos anteriormente, tenemos que se origina una deformación por acortamiento definido por $\alpha = \frac{\phi}{E_1}$ siendo $\frac{1}{E_1}$ el acortamiento bajo la acción de una compresión triaxial unitaria indicando que la fórmula queda definida:

$$\alpha = 1.300 \log \text{nep } \frac{1}{\epsilon} \times \frac{\omega_m}{E_1}$$

siendo E_1 el módulo de elasticidad verdadero del hormigón, considerando Freyssinet, para el cálculo de la retracción,

un valor igual a $2E_1$.

Con el objeto de llegar a dar un postulado general sobre la retracción, veamos las diferentes etapas que se suceden; así, vemos que la coexistencia de fases líquidas y gaseosas, da lugar a una compresión triaxial para un estado higrométrico ϵ que produce un acortamiento elástico del concreto; las secciones mojadas están sujetas a modificaciones dependientes de la naturaleza del concreto y de los parámetros ϵ , T y t ; entonces, la retracción será una función de: los estados higrométricos ϵ , de las temperaturas exteriores e interiores y de la calidad del concreto, anotando que estas condiciones solamente son válidas para un medio EN equilibrio; pero se debe decir que desde el momento de la fabricación del hormigón, las fases líquidas y gaseosas buscan un equilibrio, pues el estado higrométrico del mismo, es variable. En definitiva, el postulado de la retracción indica que por no alcanzarse nunca el equilibrio de las fases, la retracción se prolonga por un espacio de tiempo ilimitado, presentando su curva representativa una forma asintótica paralela al eje de los tiempos, apreciándose su máximo para cierto valor de la variable tiempo, generalmente un año o más.

1.3.4. Elasticidad de los hormigones

Además de una deformación permanente, en parte instantánea y en parte creciente con el tiempo, descompondremos en dos fases todas las deformaciones de los hormigones.

a. Deformaciones elásticas del sólido

El esqueleto reaccionando como todos -

los sólidos de elasticidad E_v producirá una deformación ϵ_1 del hormigón igual a $\epsilon_1 = P/E_v$.

b. Deformaciones debidas a causas internas

Bajo la acción de una carga P , la deformación elástica del esqueleto sólido del hormigón, disminuye el volumen de los canales, pero con desplazamiento de agua; pero debido al pequeño diámetro de los canales y a la viscosidad, se frena este movimiento. Frente a esta imposibilidad, el agua reaccionará al principio como un sólido de elasticidad E_e ; entonces el agua fluirá por los canales, provocando una variación de diámetro d de los meniscos, aumentando el estado higrométrico, disminuyendo la compresión de la retracción y, por tanto, producirá un aumento de volumen del hormigón. Si la componente de este aumento es ϵ_2 , tendremos por superposición con la deformación elástica del sólido, una disminución de las deformaciones en el sentido del esfuerzo y una dilatación transversal, ocurriéndonos ésto como si estuviéramos frente a un sólido de elasticidad ficticia E_b igual a:

$$\frac{P}{E_v} - \epsilon_2 = \frac{P}{E_b}$$

La disminución de volumen es lenta y está dada por:

$$\epsilon_3 = B e^{-\beta t} + C e^{-\gamma}$$

En definitiva, la deformación será $\epsilon = \epsilon_1 - \epsilon_2 + \epsilon_3$ esperando que con el tiempo ϵ_3 será igual a ϵ_2 y tendremos de nuevo el valor primitivo ϵ_1 ; entonces se comprende la diferencia entre la elasticidad instantánea y la elasticidad al cabo de cierto tiempo. En resumen, bajo la

acción de la carga P tendremos dos tipos de deformaciones:

- a) Una deformación instantánea que corresponde a una elasticidad ficticia E_B mayor que la elasticidad E_v del sólido y esta deformación será la diferencia:

$$\epsilon_1 - \epsilon_2 = \frac{P}{E_B}$$

- b) Una deformación diferida ϵ_3 que aumente con el tiempo y logre finalmente restablecer el valor del módulo verdadero, siendo siempre la deformación en cualquier instante: $\epsilon_1 - \epsilon_2 + \epsilon_3$

Es difícil dar fórmulas para estas leyes, pero generalmente para evaluar el valor del módulo de elasticidad, con el cual se vaya a trabajar, se dan fórmulas comunes, todas ellas empíricas, así:

Fórmula de Taylor y Thompson $E = 1.300 f'c$

Fórmula de Graff $E = \frac{500 f'c}{175 + f'c}$

Fórmula de la L.F.E.M. $E = \frac{550 + f'p}{130 + f'p}$

siendo:

$f'c$ = resistencia a la compresión de probetas cúbicas

$f'p$ = resistencia a la compresión de probetas cilíndricas

E = módulo de elasticidad en Ton/m²

M. Bolomey ha experimentado varios concretos de igual relación cemento agua, obteniendo igual resistencia, pero compacidades diferentes; por tanto, ha propuesto dos fórmulas:

$$E = (c + s)^2 \left(\frac{700 R}{100 + R} \right)$$

$$E = (\Delta - 1)^2 \left(\frac{250 R}{100 + R} \right)$$

en donde c y s son volúmenes absolutos del cemento y de las arenas y gravas y Δ es la densidad; además en estas fórmulas interviene el factor tiempo, debido a que contiene el factor de la retracción.

Para los Módulos de deformación longitudinal del hormigón tenemos: $E = 7.000 \sqrt{N_j}$ para cargas y sobrecargas permanentes y $E = 21.000 \sqrt{N_j}$ para cargas que varían rápidamente, estando E en Kg/cm^2 y N_j en Kg/cm^2 , siendo N_j la resistencia a la compresión a los j días de edad.

1.4. Teorías y Cálculos del Hormigón Armado

1.4.1. Generalidades

El estudio que se realizará a continuación permite analizar las diferentes teorías, hipótesis y cálculos que se realizan en el dimensionamiento de una sección utilizando el hormigón armado; si bien es cierto que la teoría clásica de diseño es la base para el desarrollo actual del hormigón armado, se enfocará en el dimensionamiento de las secciones, la teoría por el Método de Rotura, debido a que mediante esta utilización obtenemos mejores resultados, tanto en el aspecto estructural como en los procesos constructivos, tratando de aprovechar al máximo las cualidades de los materiales empleados.

En todo momento, este análisis no pretende abarcar la mayoría de los casos estructurales, sino que sirve para orientación futura en cálculos posteriores involucrados en este trabajo de investigación.

1.4.2. Tabla de notaciones utilizadas en los cálculos

Debido a que tanto las notaciones como las unidades y especialmente las primeras difieren de unos países a otros, es bastante dificultoso obtener una tabla única de notaciones; en todo caso, se anota la siguiente, la cual pretende representar los diversos símbolos que se emplearán en los cálculos posteriores y que son comunes en los estudios técnicos en nuestro país, los cuales constan en los diferentes Reglamentos nacionales e internacionales.

A	=	Area de sección
Ac	=	Area de la sección de hormigón
As	=	Area de la sección de la armadura en tracción=A
As	=	Area del refuerzo en compresión
Ec	=	Módulo de deformación del hormigón en Kg/cm ²
Es	=	Módulo de elasticidad del acero, Kg/cm ²
G	=	Módulo de elasticidad transversal
I	=	Momento de inercia
M	=	Momento flector
Md	=	Momento flector de cálculo
Mu	=	Momento flector último
N	=	Esfuerzo normal
Nd	=	Esfuerzo normal de cálculo
Nu	=	Esfuerzo normal último
Uc	=	Capacidad mecánica del hormigón
Us	=	Capacidad mecánica del acero
V	=	Esfuerzo cortante
Vd	=	Esfuerzo cortante de cálculo
Vu	=	Esfuerzo cortante último
a	=	Flecha. Distancia
b	=	Ancho de la cara en compresión del elemento

- c = Recubrimiento
- d' = Distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide de refuerzo en tensión.
- d = Altura útil. Diámetro
- e = Excentricidad
- f_c = Resistencia especificada a la compresión del hormigón
- f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión
- f_{ct} = Resistencia del hormigón a tracción
- f_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero, Kg/cm²
- f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero
- p = Carga permanente
- h = Canto total o peralte total del elemento, cm
- l = Longitud. Luz medida cara a cara de los apoyos
- l_b = Longitud de anclaje
- n = Número de objetos considerados. Coeficiente de equivalencia
- q = Carga variable repartida
- s = Espaciamiento. Desviación típica
- x = Coordenada. Profundidad del eje neutro
- y = Coordenada. Profundidad del diagrama rectangular
- z = Coordenada. Brazo de palanca
- α = Angulo. Coeficiente adimensional
- β = Angulo. Coeficiente adimensional
- γ = Coeficiente de ponderación o seguridad. Peso específico
- γ_m = Coeficiente de minoración de la resistencia de los materiales
- γ_c = Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón

- γ_s = Coeficiente de minoración del límite elástico del acero
 γ_f = Coeficiente de ponderación de las acciones
 μ = Momento flector reducido
 σ = Esfuerzo normal reducido
 ρ = Cuantía geométrica
 σ = Tensión normal
 τ = Tensión tangente
 τ_b = Tensión de adherencia
 ψ, ϕ = Coeficiente adimensional
 ω = Cuantía mecánica

1.4.3. Hipótesis admitidas de carga y momentos flectores

Las diferentes comprobaciones que se realizan en los cálculos se deben efectuar para la hipótesis de carga más desfavorable, es decir, para aquella comprobación de acciones tales que, siendo compatible su actuación simultánea, produzcan los efectos más adversos en relación a cada uno de los estados límites, en general se establecen a efectos de hipótesis de carga, las 4 clases de acciones siguientes:

- Acciones permanentes de acción constante en el tiempo.
- Sobrecargas y demás acciones variables.
- Acción del viento
- Acción sísmica.

Según estas hipótesis de carga, analicemos el proceso de rotura de una pieza bajo tensiones normales, pudiéndose obtener 3 clases de rotura, así:

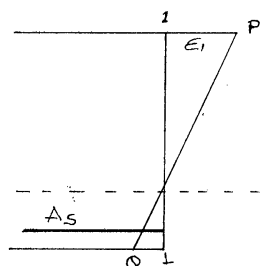
1. Roturas por flexión

Si tenemos una viga de hormigón armado simplemente apoyada, sometida a cargas crecientes hasta su rotura por flexión, y veremos, que si las cargas están colocadas en la sección central, se pueden conocer los acortamientos y alargamientos de las distintas fibras durante todo el proceso, así como también llegar a conocer las deformaciones de las barras, lo cual no ocurre si las cargas están colocadas lo suficientemente lejos de los apoyos, produciéndose la rotura por flexión pura en la zona central, sin intervención del esfuerzo cortante. A lo largo del proceso de carga, la pieza pasa por tres estados diferentes, en todos los cuales la deformación se mantiene plana, estos estados son:

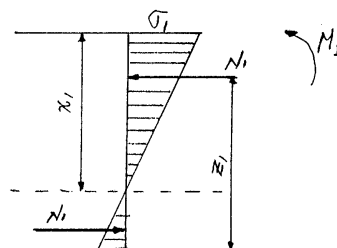
- Estado elástico

Las tensiones normales en las fibras comprimidas de la sección son proporcionales a las deformaciones; esta hipótesis es aplicable al llamado sólido elástico ideal, cosa que pocos materiales, o quizá ninguno, se comporta de una manera tan sencilla. En el acero, las tensiones serán prácticamente proporcionales a las deformaciones hasta que alcancen valores muy próximos al límite de relajamiento; en cambio en el hormigón, la relación entre la tensión y la deformación será sensiblemente lineal, tan solo para tensiones relativamente bajas iguales aproximadamente a la mitad de la carga de rotura del material.

Deformaciones



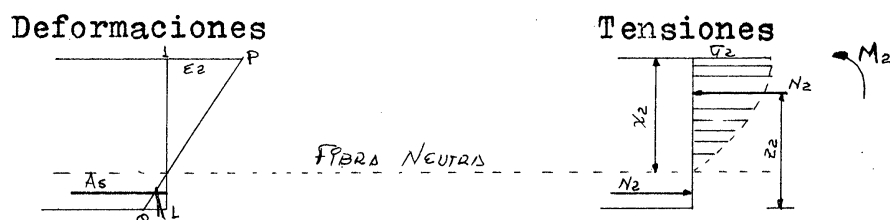
Tensiones



Este estado corresponde a la situación estudiada por el método clásico de cálculo, introduciendo la seguridad haciendo que la tensión de trabajo no supere a la tensión admisible $\frac{f'c}{3}$, en la situación de servicio, es decir bajo las cargas de uso.

- Estado de fisuración

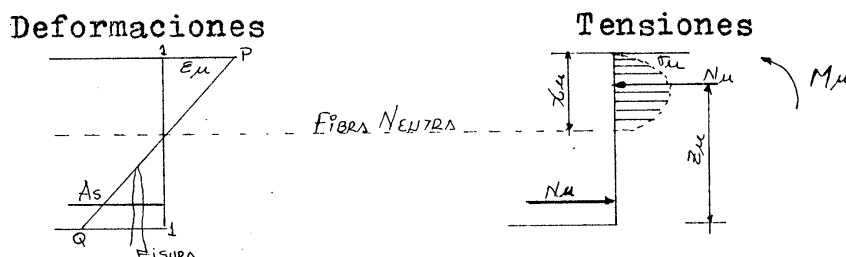
Las tensiones de tracción fisuran al hormigón y las fisuras comienzan a ascender hacia la zona comprimida, la cual se va concentrando hacia la fibra superior; la fibra más comprimida es auxiliada en su trabajo por las fibras vecinas que toman más carga de la que les correspondería por el reparto lineal, entonces el diagrama de compresiones se encurva.



Con este comportamiento la sección va ganando brazo mecánico z y fuerza normal, para poder soportar el mayor momento a que se ve sometido.

- Estado de prerrotura

Al acercarse a la rotura de la pieza, la situación antes descrita llega a su límite, pues el diagrama de compresiones aparece muy plastificado con un tramo practicamente vertical en las fibras más cargadas, que trabajan todas a su máxima tensión, además se ve que las fisuras han subido mucho, ampliando su anchura y obligando a la zona comprimida a concentrarse en la posición más alta posible, su brazo mecánico es máximo, llegando a la posición máxima, dando como resultado la ruptura de la pieza.



Esta situación corresponde a la posición de agotamiento que es la estudiada por el método de cálculo a la Rotura; en éste el factor seguridad se introduce por dos procedimientos complementarios:

a. Calculando con resistencias minoradas, o sea encontrando el esquema de rotura, y encontrando el momento de agotamiento M_u , que correspondería a una resistencia del hormigón $f_{cd} = \frac{f'_c}{\gamma_c}$; y del acero $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s}$

b. Comprobando que el momento mayorado no supere el de agotamiento.

2. Roturas por compresión

En compresión simple el proceso de rotura es más simple que el de flexión, debido a que todas las fibras están total e igualmente solicitadas a través de los distintos estados de carga, hasta que se alcanza el agotamiento simultáneo de todas ellas. El problema fundamental de la compresión simple, es el tiempo que dura el proceso de carga, se ve que bajo carga rápida la pieza se rompe con tensiones σ_u aproximadamente iguales a f'_c ; pero bajo carga mantenida aparece el llamado Cansancio del Hormigón, el cual origina que las piezas se rompan bajo cargas menores, que pueden llegar a ser el 80 % de las cargas rápidas.

3. Roturas por tracción

En tracción simple el hormigón se fisura y es el acero el que toma todo el esfuerzo, por tanto ésta forma de

trabajo no es propia del hormigón armado.

1.4.4. Cálculo de la sección de una pieza

A. Generalidades

Se analiza el cálculo de las secciones de hormigón armado, mediante el Método de Rotura, el cual involucra en su estudio el análisis de las secciones de hormigón armado, comprobando que bajo las solicitaciones mayoradas o de cálculo, la pieza no supera cada uno de los estados límites, en el supuesto caso de que ambos materiales, hormigón y acero tuvieran como resistencias las Resistencias Minoradas de Cálculo, o sea f_{cd} y f_{yd} cuyas fórmulas son: $f_{cd} = \frac{f'_c}{\gamma_c}$ $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s}$

Cuando las secciones están sometidas a solicitaciones normales, llamándose éstas a las que originan tensiones normales sobre las secciones rectas y están constituidas por un momento flector y un esfuerzo normal, se puede alcanzar el estado último de agotamiento por:

- Exceso de deformación plástica del acero
- Aplastamiento del hormigón en flexión
- Aplastamiento del hormigón en compresión.

En el primer aspecto se admite una deformación plástica excesiva, que se fija en un 10 por 1000; en piezas sometidas a flexión el estado límite de agotamiento se origina por aplastamiento del hormigón con deformaciones del orden del 3.5 por 1000; y por último en piezas sometidas a compresión se aceptan deformaciones del orden de 2 por 1000; sacando como resultado de que las tensiones que se producen en el agotamiento de una sección no pueden deter

madura más traccionada está comprendida entre la deformación y cero.

Dominio 4a

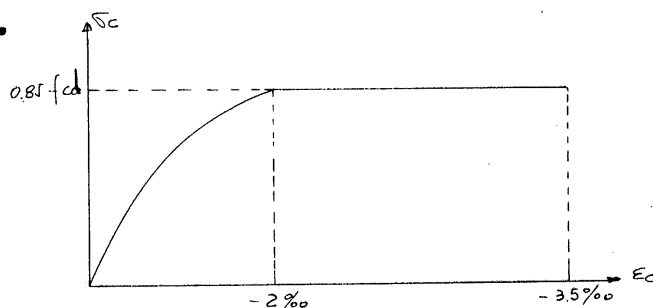
Flexión compuesta en donde todas las armaduras están comprimidas, existe una pequeña de hormigón a tracción.

Dominio 5

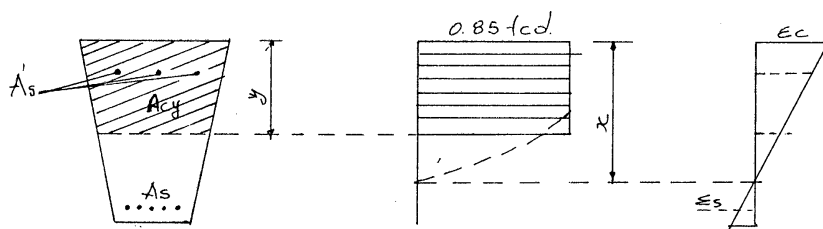
Compresión simple o compuesta; ambos materiales trabajan a compresión.

2. En lo que respecta a la compatibilidad de las deformaciones se admite la hipótesis de Bernoulli, la cual expresa que las deformaciones normales a una sección transversal siguen una ley plana; siendo válida esta hipótesis para vigas de gran canto, aceptando de que bajo la acción de las solicitaciones, las armaduras tienen las mismas deformaciones que el hormigón que las envuelve.
3. Se admite 2 diagramas Tensión-Deformación del hormigón:

- a. Diagrama parábola rectángulo de cálculo, formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo.

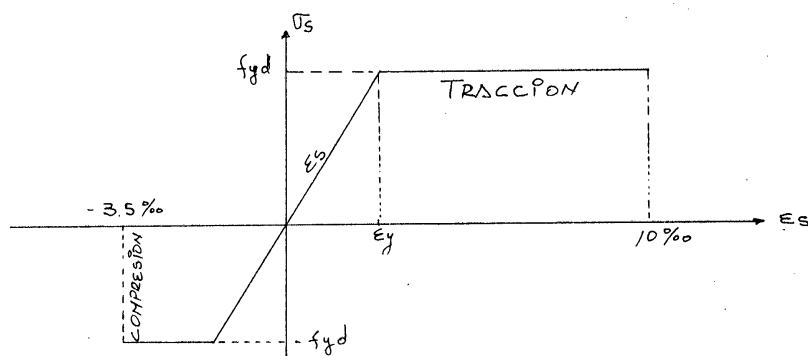


- b. Diagrama rectangular de cálculo, formado por un rectángulo cuya altura es igual a $0.80 x$, siendo x la profundidad del eje neutro, y una anchura de $0.85 f_{yd}$.



4. Que los diagramas tensión-deformación del acero, se obtienen a partir de los correspondientes diagramas característicos, mediante la afinidad efectuada paralelamente a la recta de Hooke, admitiendo como módulo de deformación longitudinal el valor $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

El siguiente diagrama nos presenta el comportamiento de un acero natural.



5. Se aplicarán a la sección las ecuaciones de equilibrio estático de fuerzas y momentos, igualando las resultantes de las tensiones en hormigón y acero, y sus momentos, a las componentes de la sollicitación exterior.

C. Ecuaciones de equilibrio y compatibilidad

Si se analiza una sección de hormigón armado, de forma cualquiera y sometida a sollicitaciones normales y tangenciales, con una distribución arbitraria de armaduras, y simétrica respecto al plano de flexión sometida a cualquier esfuerzo, las ecuaciones en estado último de agotamiento en forma general se pueden colocar en esta forma:

$$N_{\mu} = \int_0^h b_y \cdot \sigma_y \cdot dy + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2}$$

$$N_{\mu} \cdot e = \int_0^h b_y \cdot \sigma_y (d-y) dy + A_{s2} (d-d_2)$$

Con la siguiente notación:

N_{μ} = Esfuerzo normal de agotamiento

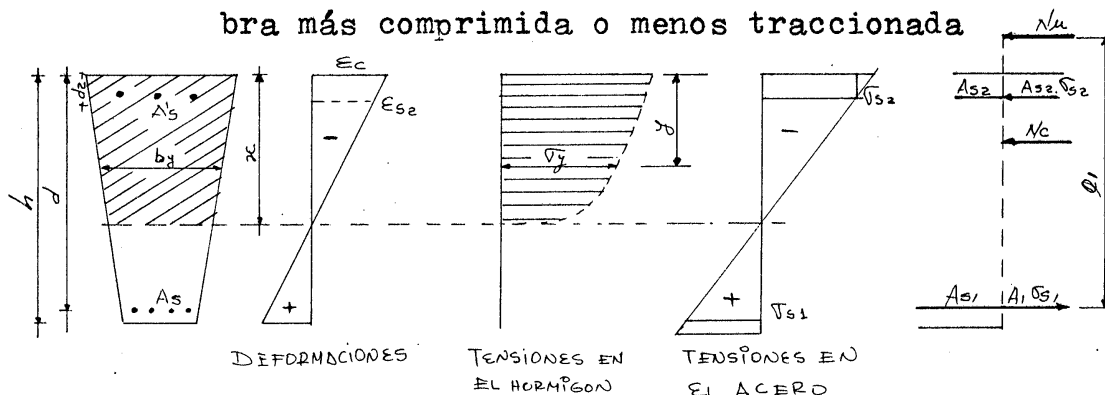
e = Excentricidad de N_{μ} referida a la armadura A_1

A_{s1} = Area de la sección de la armadura más traccionada.

A_{s2} = Area de la sección de la armadura más comprimida.

d_1 = Distancia del c.d.g. de la armadura A_s a fibra más traccionada o menos comprimida

d_2 = Distancia del c.d.g. de la armadura A_s a la fibra más comprimida o menos traccionada



Analizando las fórmulas más prácticas para el cálculo de secciones para este método, definimos en primer lugar que las resistencias de cálculo de ambos materiales, hormigón y acero son f_{cd} y f_{yd} .

A continuación indicaremos las diferentes fórmulas viendo el comportamiento de las secciones a solicitaciones de Flexión Simple o Compuesta.

1. Ecuaciones de equilibrio

Para secciones rectangulares sometidas a flexión simple con profundidades del eje neutro no superiores al valor límite, las ecuaciones en el estado último de agota-

miento son:

$$\begin{aligned} 0 &= b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \psi + A' \cdot \sigma_2 - A \cdot f_{yd} \\ \mu &= b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \varphi \cdot (d - \lambda \cdot x) + A_2 \cdot \sigma_2 (d - d_2) \\ \xi &= \frac{x}{d} \leq \frac{1}{1} + 1.36 \times 10^{-4} \cdot f_{yd} \end{aligned}$$

En la práctica se pueden adoptar valores experimentales tales como:

$$\sigma_2 = 0 ; \xi = 0.1667 ; \sigma_2 = f_{yd} ; \psi = 0.6881 \text{ y } \lambda = 0.4160$$

Entonces las ecuaciones de equilibrio pueden ponerse en forma adimensional de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \omega &= \xi \cdot \psi + \omega' \frac{\sigma_2}{f_{yd}} \\ u &= u_c + \omega' \frac{\sigma_2}{f_{yd}} (1 - \delta') \end{aligned}$$

De donde obtenemos:

$$\begin{aligned} u &= \frac{\mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} & \xi &= \frac{x}{d} & \omega &= \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} & \omega' &= \frac{A' \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \\ & & & & \delta' &= \frac{d'}{d} \end{aligned}$$

siendo d' la distancia del c.d.g. de la armadura A' a la fibra más comprimida del hormigón.

2. Dimensionamiento de secciones

En los distintos problemas de dimensionamiento de secciones rectangulares sometidas a flexión simple, siempre se conocen, tanto el momento de cálculo M_d , como las resistencias de cálculo de los materiales.

Con el objeto de simplificar los cálculos en el dimensionamiento de las secciones, se ha elaborado una universal, en la cual se trabaja con valores reducidos, los cuales nos permiten obtener los diferentes valores de la capacidad mecánica de las armaduras; por la importancia de la misma se la anotará seguidamente.

Una vez conocidos los valores anteriormente expuestos, calculamos el momento reducido de cálculo usando la siguiente fórmula:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_d = \text{Momento reducido de cálculo}$$

Es necesario para aprovechar la armadura de tracción, de disponer de armadura de compresión para momentos μ_d mayores que el momento límite que se obtiene haciendo $x=x_{lim}$ siendo $x_{lim} = \frac{h}{1 + 1,36 \times 10^{-4} \cdot f_{yd}}$

El Reglamento ACI exige dicha armadura para momentos $\mu_d > 0.75$; no obstante lo más conveniente es adoptar armadura comprimida a partir de los valores límites que son:

$$\xi = 0.628 \quad ; \quad u = 0.319 \quad ; \quad \omega = 0.432$$

Luego entramos a comprobar la sección escogida presentándose 3 alternativas de acuerdo al canto que se tiene:

a. Canto mínimo sin armadura de compresión

Generalmente se fija el ancho b de la sección, siendo incógnitas la altura útil d y la armadura de tracción, utilizando las siguientes fórmulas:

$$d_{min} = 1.77 \sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{cd}}} \quad U = A \cdot f_{yd} = 0.432 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

b. Canto superior al mínimo

Cuando el canto fijado sea superior al mínimo, la sección no necesita armadura de compresión, y entonces la incógnita sólo es la armadura de tracción, presentándose este caso para $\mu_d < 0.319$; teniendo μ_d entramos a la tabla universal de cálculo y obtenemos ω ; siendo la capacidad mecánica buscada igual a U que en fórmula es:

$$U = A \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

Tabla universal de cálculo para flexión simple o compuesta. Aceros de dureza natural

ε	μ	ω
0.0891	0.03	0.0310
0.1042	0.04	0.0415
0.1181	0.05	0.0522
0.1312	0.06	0.0630
0.1430	0.07	0.0739
0.1561	0.08	0.0849
0.1684	0.09	0.0960
0.1810	0.10	0.1074
0.1937	0.11	0.1189
0.2066	0.12	0.1306
0.2198	0.13	0.1426
0.2330	0.14	0.1546
0.2466	0.15	0.1669
0.2608	0.16	0.1795
0.2796	0.17	0.1924
0.2988	0.18	0.2056
0.3183	0.19	0.2190
0.3383	0.20	0.2328
0.3587	0.21	0.2468
0.3796	0.22	0.2612
0.4012	0.23	0.2761
0.4234	0.24	0.2913
0.4461	0.25	0.3069
0.4696	0.26	0.3232
0.4939	0.27	0.3398
0.5188	0.28	0.3570
0.5450	0.29	0.3750
0.5721	0.30	0.3937
0.6006	0.31	0.4133
0.6283	0.3193	0.4322
0.6305	0.32	0.4338
0.6476	0.3256	0.4456
0.6618	0.33	0.4554
0.6681	0.3319	0.4597
0.6788	0.3352	0.4671
0.6952	0.34	0.4783
0.7310	0.35	0.5030
0.7697	0.36	0.5296
0.7788	0.3623	0.5359
0.7935	0.3658	0.5460

Notaciones :

$$\varepsilon = \frac{x}{d}$$

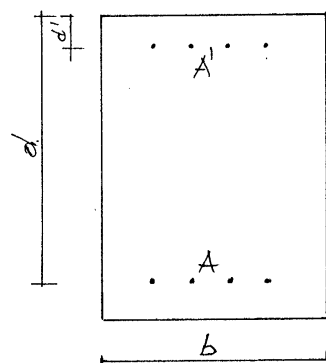
$$\varepsilon' = \frac{d'}{d}$$

$$\mu = \frac{M d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\nu = \frac{N d}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$\omega' = \frac{A' \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$



c. Canto inferior al mínimo

Cuando el canto d haya sido fijado y sea inferior al mínimo, debe colocarse armadura de compresión; este caso se presenta para $\mu d > 0.319$, y el problema se resuelve haciendo el valor de $x = 0.628.d$; obteniendo de las ecuaciones de equilibrio:

$$\omega' = \frac{\mu d - 0.319}{1 - \delta'} \quad \omega = \omega' + 0.432$$

De donde obtenemos las capacidades mecánicas de las armaduras:

$$U = \omega . b . d . f_{cd} \quad U' = \omega' . b . d . f_{cd}$$

para luego hallar en número de barras necesarias.

En el caso de dimensionamiento de secciones por flexión compuesta, siempre se conoce el esfuerzo normal de cálculo N_d , su excentricidad e , así como las resistencias de los materiales, se suele fijar el ancho b ; quedando como incógnitas el canto y las armaduras.

El problema de dimensionamiento en general es indeterminado, por lo que se dan diferentes soluciones de las cuales hay que seleccionar la más favorable económicamente y de fácil realización. Para grandes excentricidades se puede reducir el problema a uno de flexión simple sin más que tomar como momento, el que produce el esfuerzo normal respecto a la armadura de tracción o sea $M_d = N_d . e$; siendo la capacidad mecánica de la armadura de tracción $U = A . f_{yd} - N_d$; siendo $A . f_{yd}$ la correspondiente a flexión simple con momento M_d .

Para el cálculo práctico también se puede utilizar la tabla universal.

En lo que se refiere a la colocación de la armadura de compresión se presentan dos casos:

- Para $\mu^d \leq 0.319$, la sección no necesita armadura de compresión; por tanto entrando en la tabla con μ^d hallamos ω , y por tanto la cuantía mecánica de la armadura de tracción es $(\omega - v^d)$ y su capacidad mecánica $U = A \cdot f_y d = (\omega - v^d) \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$. Si este resultado resulta con signo negativo se coloca la cuantía mínima igual a $\rho = 0.0015$; pues esto nos indica que el hormigón por si solo soporta la sollicitación dada sin llegar al agotamiento total.
- Para $\mu^d > 0.319$, es necesario colocar armadura de compresión, utilizando las fórmulas siguientes:

$$\omega' = \frac{\mu^d - 0.319}{1 - \delta} \quad \omega = \omega' + 0.432 - v^d$$

siendo las capacidades mecánicas correspondientes:

$$U' = A' \cdot f_y d = \omega' \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \quad U = A \cdot f_y d = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

1.4.5. Problema de la disposición de armaduras

1.4.5.1. Generalidades

Las armaduras que se disponen en el hormigón armado pueden ser de dos clases: Principales y Secundarias; debiéndose distinguir entre las primeras en longitudinales y transversales. Las armaduras principales longitudinales son las encargadas de absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión, mientras que las transversales se disponen para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), y además para asegurar la ligadura con las armaduras principales, con el fin de impedir la fisuración localizada. En

cuanto a las armaduras secundarias, estas se disponen por razones constructivas o para absorber esfuerzos no definidos, o para repartir cargas concentradas.

Las armaduras deben colocarse limpias, sin pinturas, grasas o cualquier substancia perjudicial, debiéndose sujetar al enconfrado o entre si, de modo de que se mantenga en su posición correcta, sin experimentar movimientos durante el vertido y colocación del hormigón, permitiéndola envoltura sin dejar coqueras.

1.4.5.2. Distancia entre barras

Se deben colocar las barras de tal manera que tengan separaciones mínimas, generalmente las normas aceptadas son las siguientes:

a. La distancia vertical libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor, que el diámetro de la barra más gruesa, o 1.2 veces el tamaño máximo del árido.

b. La distancia vertical libre entre dos barras consecutivas debe ser igual o mayor que dos centímetros, ó 0.75 veces el diámetro de la barra más gruesa.

Además se debe colocar recubrimientos que permitan proteger a las armaduras tanto de la corrosión como a la acción del fuego, admitiéndose como valor máximo el de 4 cm. entre la capa exterior de la armadura y el paramento más próximo a la pieza.

1.4.5.3. Anclaje de las armaduras

La finalidad que deben cumplir los anclajes extremos de las barras es el de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para este. En general se efectúan: por prolongación recta, por gancho o patilla, por armaduras transversales soldadas o por dispositivos especiales. La longitud de anclaje de una armadura es función de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, de la posición de la barra con respecto al hormigonado, del esfuerzo en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje; debido a estos factores el cálculo es complicado y generalmente se suelen dar fórmulas sencillas que queden al lado de la seguridad, cuidando de que los anclajes se dispongan en zonas en las que el hormigón no esté sometido a fuertes tracciones especialmente ~~en~~ lugares de momento negativo, sobre apoyos intermedios hasta una distancia de estos del orden del quinto de la luz.

1. Proceso de cálculo

Para efectos de cálculo se supone que, en la longitud interesada por el anclaje, la tensión de adherencia es constante e igual a su valor de cálculo τ_{bd} ; generalmente la condición expresada suele colocarse como: $l_b = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{f_y d}{\tau_{bd}}$, con la notación ya conocida. Si en la zona de longitud de anclaje hay un trazado curvo, al efecto de la adherencia se añade el del razonamiento en curva, lo cual permite reducir la longitud de anclaje l_b .

2. Anclaje de barras lisas

Aunque en la actualidad se emplea muy poco este tipo de barras, se indican algunas características en lo refe-

rente a su anclaje, el cual se lo realiza ya sean en gancho normal con una semicircunferencia de diámetro interior igual a 5 veces el diámetro de la varilla; o en patilla normal con una prolongación recta de dos veces el diámetro de la varilla.

Generalmente se acepta que los anclajes de las barras lisas que trabajen a tracción se terminarán siempre en gancho normal, mientras que las que trabajan a compresión se terminarán siempre en patilla normal.

3. Anclaje de barras corrugadas

En estas barras, el gancho normal y la patilla normal se forman con diámetros interiores iguales a 7 veces el diámetro de las barras y prolongaciones rectas de 2 veces, permitiéndose emplear de acuerdo a cómo trabaje la barra lo siguiente:

a. En barras corrugadas trabajando a tracción, se anclan preferentemente por prolongación recta, pudiendo también emplearse la patilla pero menos los ganchos. La longitud de anclaje por prolongación recta l_b viene dada por las fórmulas siguientes:

$$\text{- Barras de buena adherencia } l_b = \frac{15 \cdot f_y}{4 \cdot 200} \frac{200}{f'c \cdot \phi} \frac{20}{20 \phi}$$

$$\text{- Barras de adherencia deficiente } l_b = 20 \frac{f_y}{4 \cdot 200} \sqrt{\frac{200}{f'c}} \phi^2 < 30 \phi$$

siendo ϕ el diámetro de la barra en cm.

b. Cuando estas barras trabajan a compresión se pueden anclar en prolongación recta o empleando la patilla, pero en ningún caso el gancho.

Para el anclaje de los cercos o estribos existen diversas formas de hacerlo, prefiriendo aquellos tipos de fácil ejecución y elaboración en obra.

1.4.5.4. Empalme de armaduras

Los empalmes de las barras pueden efectuarse mediante algún procedimiento siguiente: por solapo, por soldadura, por manguito o por otros dispositivos; indicando que siempre que sea posible hay que evitarlos y si se los realiza hay que hacerlos alejados de las zonas en que las armaduras trabajen a su máxima carga. También conviene alejar entre si los empalmes de las distintas barras de una misma armadura, de modo que sus centros queden separados en la dirección de las barras, un mínimo de veinte veces el diámetro de la barra más gruesa. En los empalmes realizados por el solapo, se debe cuidar de que las barras empalmadas permitan al hormigonado, aumentando el espesor del hormigón en esta zona por lo menos en dos veces el diámetro de la barra, la longitud del solapo debe ser igual a la correspondiente longitud de anclaje l_b , no concentrando en una misma sección los solapos de más de las $3/4$ partes de las barras existentes.

Los dispositivos de empalme de cualquier tipo, deben tener al menos la misma capacidad resistente que las barras que se empalman.

1.4.6. Condiciones relativas a los esfuerzos cortantes

1.4.6.1. Generalidades

En el dimensionamiento a cortante suele admitirse la colaboración del hormigón basándose es

ta participación en la existencia de la cabeza comprimida de este, la cual es inclinada especialmente en las zonas de cortante máximo próximas a los apoyos lo que permite la transmisión directa del cortante al apoyo, siempre que a la altura neutra de tensiones, la tensión principal de tracción no supere la resistencia a tracción del hormigón.

Esta tensión principal es $\tau_o = \frac{V}{bz}$; siendo z el brazo mecánico a la rotura y vale $0.90d$.; deduciéndose que el hormigón puede resistir mientras se cumpla que $\frac{V}{0.9d} \leq f_{ct}$; siendo f_{ct} la resistencia del hormigón a tracción. Entonces el hormigón puede absorber en la cabeza comprimida un cortante $V_{cu} = f_{vd}.b.d.$ en donde f_{vd} es la resistencia convencional del hormigón a cortante; adoptando que para valores $V_d \leq V_{cu}$; no sería teóricamente necesario las armaduras transversales, y que para $V_d > V_{cu}$ se puede obtener un cortante $V_d = V_{cu} + V_{su}$.

1.4.6.2. Contribución del hormigón

Se considera que la contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante viene dada mediante: $V_{cu} = f_{vd}.b.w.d.$ $f_{vd} = 0.5 \sqrt{f_{cd}}$
 $f_{cd} = \frac{f'_c}{\gamma_c}$ $bw = \text{ancho del alma}$

La mayoría de las antiguas normas europeas, suponen que el hormigón trabaja mientras no se llegue a la fisuración, sin ninguna colaboración de las armaduras que por su pequeña deformación no llegan a entrar en carga; y que, después de la fisuración la colaboración del hormigón es despreciable, debiendo confiarse toda la resistencia a las armaduras. Modernamente se trata de obtener la colaboración del hormigón antes y después de la fisuración.

1.4.6.3. Contribución de las armaduras

La forma en que la pieza resiste al esfuerzo cortante, vendrá condicionada por la disposición que se adopte para las armaduras transversales. Morsch se ideó la colaboración de estas armaduras como que trabajasen en el mecanismo de celosía, tratando de seguir las trayectorias de las tensiones principales o isostáticas de tracción; debido a esta circunstancia la disposición que se adopta generalmente es la de armaduras transversales constituidas por estribos, a los que muchas veces se añaden barras levantadas.

Partiendo de estos conceptos se adopta una expresión para el cortante resistido por las armaduras:

$$V_{su} = \leq \frac{z}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) A_{\alpha} f_{yd\alpha}$$

siendo α el ángulo de inclinación de las barras.

Se emplean estribos normales a la directriz ($\alpha = 90^\circ$), los cuales pueden absorber en agotamiento un cortante i-gual a : $V_{su} = \frac{0.9d}{s} A_{90} \times f_{yd90}$

A_{90} = sección de la barra

f_{yd90} = límite elástico minorado, no mayor de 3.200
Kg/cm²

s = separación de los planos de estribos.

Generalmente las barras que se levantan son las de tracción, y se lo hace con $\alpha = 45^\circ$; las cuales absorben un cortante igual a: $V_{su} = \frac{0.9d}{s} \sqrt{2} A_{45^\circ} f_{yd45}$

V_{su} = cortante absorbido por las armaduras

La separación s entre planos de barras levantadas, cuando los esfuerzos cortantes sean importantes, debe cum

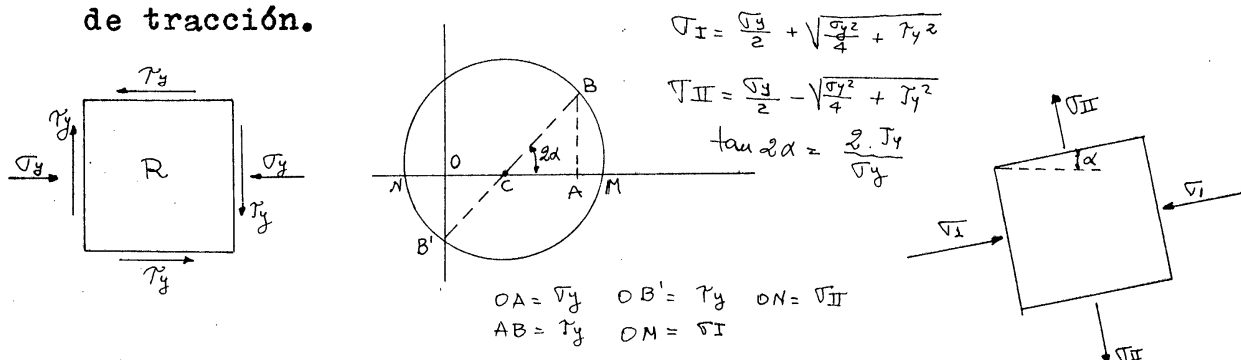
plir la limitación $s \leq 0.85d$; en el caso de estribos se debe cumplir igualmente la condición anterior en todos los casos. Indicamos además que existen cuantías mínimas que deben cumplir las armaduras transversales; estas cuantías son:

$\rho \geq 0.0025$ Para barras lisas de acero común

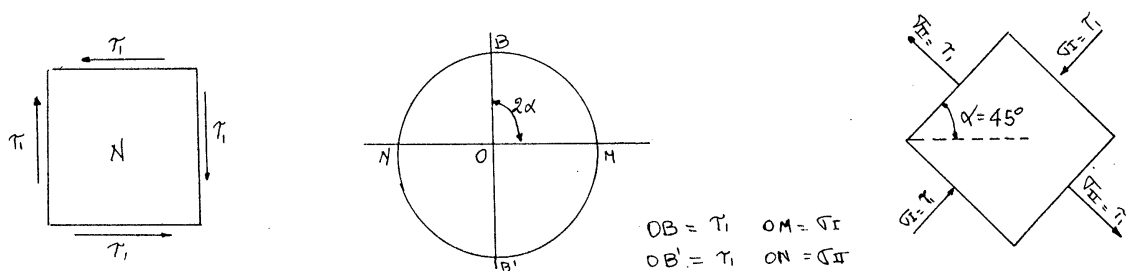
$\rho \geq 0.0014$ Para barras de acero especial.

1.4.6.4. Tensiones principales en una sección

Por resistencia de materiales se conoce la variación de tensiones tangenciales y normales en las distintas fibras, y con esto se pueden determinar las tensiones principales en cualquier punto de la pieza, bien analíticamente o bien mediante el círculo de Mohr. A continuación obtendremos las tensiones en dos puntos, en el punto R situado en la zona de compresión, y el N en la zona de tracción; en el punto R de la zona comprimida, si consideramos el paralelepípedo central elemental, el cual está sometido a tensiones σ_y y τ_y , mediante el círculo de Mohr se pueden calcular fácilmente las correspondientes tensiones principales o sea: de compresión y de tracción.



a) Punto R en la zona de compresión



b) Punto N en la zona de tracción

Observando en el punto N de la zona de tracción el paralelepípedo elemental estará sometido a las tensiones $\sigma_y = 0$ y τ_1 y por tanto las tensiones calculadas en el círculo de Mohr son:

$$\begin{aligned}\sigma_I &= \tau_1 \\ \sigma_{II} &= -\tau_1 \\ \alpha &= 45^\circ\end{aligned}$$

El análisis y el conocimiento de la contribución que el hormigón da al cortante, así como la contribución de las armaduras transversales, y el análisis de tensiones principales en una sección de hormigón armado dan como resultado el evitar fisuras y agrietamientos en las partes sometidas de una estructura, indicando que el estudio en este campo es muy complejo, debido a que no se puede analizar sección por sección, sino que lo que se realiza es el estudio del conjunto de la pieza, puesto que estos análisis son de tipo tridimensional.

1.4.7. Práctica del armado y colocación en vigas

En este aspecto se trata de explicar en una forma general el proceso que se sigue para armar vigas de hormigón armado, ya sea en el sentido longitudinal como en el sentido transversal. En primer lugar es preciso determinar las dimensiones de la sección de la viga fijando en canto mediante tanteo previo en función del momento

máximo previsible, luego calculamos las armaduras de tracción y compresión y la armadura de montaje la cual debe ser seleccionada con criterio; luego de que tengamos esto armamos la viga.

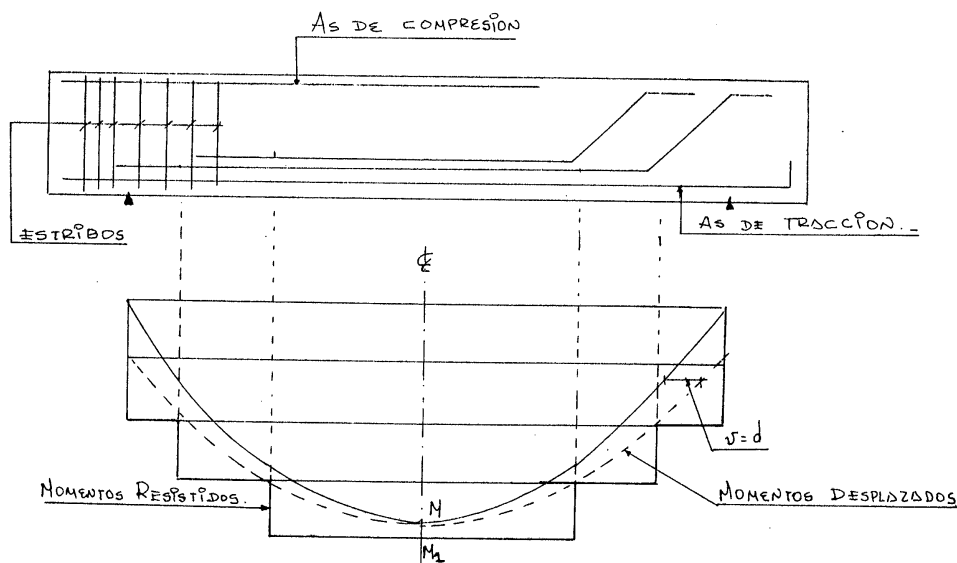
1. Armaduras longitudinales

Se dibuja el diagrama de momentos flectores, el cual se le desplaza en una distancia $v = d$ hacia el apoyo, si se trata de momentos positivos; y hacia el vano si se trata de momentos negativos. A continuación se calculan las armaduras necesarias en una serie de secciones de la pieza, dibujando el diagrama de armaduras necesarias similar al del momento desplazado. Se fija el número de barras n correspondientes al momento máximo de servicio M . Si dicha armadura resulta por exceso, se determina el momento $M_1 > M$ que puede absorber, y se sitúa en el diagrama, dividiéndolo a continuación la ordenada OM_1 en n partes iguales (iguales si las barras son del mismo diámetro). Por cada uno de estos puntos se trazan paralelas al eje de la viga. Esas paralelas cortarían a la curva de momentos desplazada, en puntos donde la armadura de tracción puede disminuirse teóricamente en el número de barras deseado, acordándose de dejar la correspondiente longitud de anclaje. Si el valor del cortante a absorber mediante armaduras transversales es reducido no será necesario levantar las barras, pudiendo anclarse mediante prolongación recta a medida que dejan de ser necesarias, siendo preciso prolongar hasta el apoyo al menos dos barras para que sirvan de sujeción de los estribos, y no conviene prolongar menos de $1/4$ de las barras totales.

Si por el contrario el cortante es elevado y sobre todo en vigas continuas, puede resultar conveniente levan-

tar barras para anclarlas en la cabeza opuesta aprovechando su cortante.

El siguiente ejemplo tratará de explicar lo anteriormente señalado:



2. Armaduras transversales

Una vez organizadas las armaduras principales y levantadas las barras de tracción no necesarias, en su caso, hay que comprobar las distintas secciones a cortante y calcular los estribos correspondientes. Se comienza por determinar el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón, V_{cu} ; este valor hay que compararlo con el esfuerzo cortante de cálculo $V_d = \gamma_f \cdot V$, pudiendo presentarse 3 casos:

- a. Si $V_d \leq V_{cu}$, el hormigón de la pieza resiste por si solo el cortante y no se necesita teóricamente de armadura transversal; no obstante es necesario colocar estribos de seguridad cuyo diámetro no sea inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a las armaduras principales, y cuya separación sea igual a $s \leq 0.85d$.

- b. Si $V_{cu} < V_d \leq 5V_{cu}$, hay que determinar la armadura transversal necesaria correspondiente al esfuerzo cortante residual, $V_{su} = V_d - V_{cu}$. Para ello, una vez dibujado el diagrama de esfuerzos cortantes de cálculo V_d , se descuenta lo que absorbe el hormigón V_{cu} , para lo cual basta trazar una paralela al eje de abscisas, si se trata de una pieza de sección constante. A continuación se determina la colaboración a esfuerzo cortante de las barras levantadas; si este esfuerzo es suficiente para compensar el valor $V_d - V_{cu}$ se dispondrán de estribos mínimos o de seguridad, en caso contrario se determinarán los estribos necesarios y su separación.
- c. Si $V_d > 5 V_{cu}$, es necesario aumentar las dimensiones de la sección.

1.4.8. Estados límites de deformación

Generalmente las deformaciones de las estructuras comprenden: desplazamientos laterales, desplazamientos transversales y giro de secciones; estas deformaciones son provocadas por la actuación de cargas a corta o larga duración, por la retracción, la fluencia, las variaciones térmicas y variaciones en el contenido de humedad.

Los estados límites de deformación deben comprobarse cuando las deformaciones puedan afectar el buen servicio de la estructura, o cuando vengan dados límites por razones estéticas; en general es recomendable hacer el cálculo de las deformaciones cuando sea previsible la aparición de alguno de los siguientes fenómenos:

- Flechas excesivas, debidas a una gran deformabilidad de la estructura.
- Fisuras en partes soportantes de la estructura, como consecuencia de la deformación de ésta.
- Fisuras debidas a una incompatibilidad de deformaciones entre los elementos de la estructura y otros ligados a ella.
- Vibraciones inadmisibles bajo cargas de servicio.

Los cálculos de las deformaciones se efectúan a partir de los valores característicos de las acciones y de las resistencias de los materiales, puesto que se trata de conocer el comportamiento de la estructura en su estado de servicio; por tanto, se considerarán todos los factores de seguridad igual a 1. Los métodos de cálculo de deformaciones consisten en integrar a lo largo de la pieza, las deformaciones relativas ocasionadas por los diferentes tipos de solicitaciones.

1.4.9. Concretos utilizados en el hormigón armado

Como se ha indicado anteriormente, es necesario trabajar con concretos que permitan obtener resistencias satisfactorias que den al proyectista condiciones de seguridad y al constructor facilidad de ejecución. El problema de la dosificación de un hormigón es encontrar la proporción más económica de cada uno de los materiales que lo van a constituir, para producir un hormigón que, una vez endurecido, tenga una calidad mínima. Durante muchos años se han empleado métodos de dosificación más o menos empíricos y basados, muchas veces, en la experiencia; pero ante el avance de la tecnología del hormigón, es necesario adaptarse a técnicas nuevas, llegando a ser el

proyecto de mezclas, una parte importante del trabajo que se ha de realizar en la elaboración de un proyecto. Se debe evitar que los principales agentes de meteorización - que afectan la durabilidad de un hormigón, tales como la temperatura, el viento, la lluvia y los cambios en las - condiciones de humedad, produzcan dilataciones y contradicciones en los hormigones, que pueden dar lugar a un agrietamiento que produzca la ruina definitiva de la obra.

Se debe tener presente que los materiales que constituyen un hormigón, cumplan con los requisitos establecidos en los reglamentos, con el objeto de evitar pérdidas con la unión de las armaduras, lo que ocasionaría una disminución de la resistencia del hormigón armado. Pero nada se conseguirá afinando más los métodos de dosificación, si no se mejorara el control de calidad de las obras de - hormigón, aspecto éste que hasta en la actualidad se confía a la pericia y vigilancia del maestro de obra, actuando con su buen sentido y criterio personal; debido a esta situación se trata de emplear técnicas estadísticas de - control de calidad, que nos permitan preveer todas estas condiciones. Un estudio completo del control de calidad del hormigón requeriría analizar por separado las siguientes fases:

- Control de calidad del encargo.
- Control de calidad del proyecto.
- Control de calidad de los materiales que llegan elaborados a la obra.
- Control de calidad de los materiales elaborados en la obra.
- Control de calidad de ejecución.
- Control de calidad de la obra terminada.

- Control de calidad de la conservación futura de la obra.

El control de calidad repercute necesariamente en la seguridad de una estructura, puesto que toda estructura - de hormigón armado, una vez construida, ofrece multitud - de características más o menos significativas, que difieren de las proyectadas; las armaduras no están exactamente en la posición definida en los planos, no se ha alcanzado exactamente la resistencia del concreto especificado; las dimensiones de las piezas no coinciden con las previstas, etc. Por este análisis se puede indicar que el grado de concordancia de la estructura real con la proyectada, es un Índice de la calidad de ejecución de aquella. Cuando más alto sea el control, mayor será dicho índice y, por consiguiente, los coeficientes de seguridad reales se aproximarán más a los teóricos. Por el contrario, en una obra poco controlada, las desviaciones serán grandes y, en consecuencia, los márgenes de seguridad reales, diferirán grandemente con los teóricos.

1.4.10. Aceros utilizados en hormigón armado

a. Generalidades

El acero para armaduras utilizado en - las construcciones de hormigón armado, deberá tener formas y tamaños adecuados para que pueda ser incorporado - con facilidad como elemento integrante de la estructura y proporcione una superficie suficiente para que adhieran - completamente ambos materiales. Con el fin de evitar con centraciones elevadas de tensiones en determinados puntos del concreto y también para obtener una superficie suficiente para la resistencia de adherencia, es necesario em

plear acero con secciones relativamente pequeñas, razón - por la que la fabricación económica impone el empleo de a cero en forma de barras. Se emplean preferentemente dos tipos de barras: lisas y corrugadas, prefiriéndose estas últimas con el fin de obtener una adherencia adicional en tre el hormigón y el acero, que se suma a la proporcionada por las superficies corrientes de adherencia. En lo - que respecta a las calidades de acero empleado, normalmen te se tienen dos tipos: acero ordinario y aceros de alta resistencia.

b. Características geométricas

De acuerdo a diferentes reglamentos internacionales y nacionales, las barras empleadas en hormi gón armado se deben ajustar a los diámetros siguientes, ex presados en mm: 5, 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25, 32, 40. Las barras deben ser suministradas sin grietas, sopladuras ni mermas de secciones superiores al 5 %. Debido a los re - saltos, en las barras corrugadas no es posible la determi nación de la sección real de la barra, por lo que se utiliza el concepto de sección media equivalente, definido a través del peso de la barra, y en fórmula: $A = \frac{\text{Peso}}{0.785}$, es tando el peso en Kg/m y resultando la sección en cm^2 .

c. Barras de acero ordinario

Este acero es de bajo contenido de carbono (0.1 %); su proceso de fabricación se efectúa a partir de lingotes, o lotes de materia prima homogénea y con trolada; su módulo de elasticidad es de $2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$, aceptándose como características principales los valores siguientes:

Tensión de rotura fs..... 3.400-5.000 Kg/cm²

Límite elástico aparente mínimo..2.200 Kg/cm²

Alargamiento mínimo de rotura .. 23 % (para 5 Ø)

El empleo de este acero en hormigón armado está siendo y quizá ya ha sido desplazado por el acero de alta resistencia, el mismo que presenta sobre el anterior, ventajas de índole técnico y económico.

d. Aceros de alta resistencia

Su característica principal es la elevación del límite elástico, pudiéndose lograr ésto mediante dos procedimientos distintos: el primero mediante una completa composición química del acero o mediante tratamientos físicos posteriores a la laminación. En el primer caso se eleva la proporción de carbono y a la vez se añaden proporciones pequeñas de otros elementos, especialmente manganeso y silicio; la fabricación se efectúa en horno eléctrico, obteniéndose así los llamados aceros de Dureza Natural, los cuales se laminan en caliente igual que los ordinarios, pero imprimiéndoles los resaltos respectivos en los cilindros de laminación. En el segundo caso, se estiran o se retuercen en frío barras de acero ordinario o de acero de dureza natural; este trabajo mecánico eleva las características resistentes, obteniéndose así los aceros endurecidos por deformación en frío.

Si comparamos estos dos aceros de alta resistencia, indicaremos que el acero de dureza natural tiene un diagrama tensión-deformación con más concavidad, permitiéndole ésto más cedencia a la rotura, motivo por el cual su utilización es mayor que el deformado en frío.



Entre las características geométricas de las barras corrugadas fabricadas con acero de dureza natural, tenemos que definimos como diámetro medio equivalente el que corresponde a un cilindro de revolución de peso específico 7.85 Kg/dm^3 y del mismo peso por metro lineal que la barra corrugada y cuya fórmula de cálculo es $\phi = 12.8 \sqrt{g}$ y la sección media equivalente será $A = 1.274 g$, estando g en mm , A en cm^2 y g , peso unitario de la barra, en Kg/m .

Generalmente cuando hay estructuras en las cuales se tenga que realizar soldadura de aceros se tendrá presente los siguientes aspectos, para evitar fracasos posteriores.

- El número y posición de las uniones soldadas deben figurar en los planos estructurales.
- No deben disponerse soldaduras en los codos, ángulos o zonas de trazado curvo de las armaduras.
- Las soldaduras por solapo deben rodearse de estribos adicionales para absorber las tensiones tangenciales que hay en su contorno.

Las experiencias demostradas en el comportamiento a la fatiga de los aceros, permiten obtener conclusiones importantes que servirán para la elección de las barras de acero determinados:

- Las variables que más influyen en el fenómeno son: la carrera de tensiones $\Delta \sigma$, el valor inferior de la tensión σ_y y las características geométricas de las barras.
- Las condiciones de fatiga no son determinantes en el dimensionamiento de armaduras trabajando a tracción, cuando se emplean aceros de límite elástico inferior a -

4.200 Kg/cm².

- Las condiciones de fatiga no son determinantes en el dimensionamiento de las armaduras trabajando a compresión, cuando se emplean aceros de límite elástico inferior a 5.000 Kg/cm².
- Cuando la carrera de tensiones $\Delta\sigma$ se mantiene por debajo de los 1.500 a 1.800 Kg/cm² no se presentan fallas por fatiga en aceros de hasta un límite elástico de 5.000 Kg/cm².

e. Capacidad mecánica de las armaduras

Se llama capacidad mecánica de una armadura al producto del área de su sección por su resistencia de cálculo, es decir: $U = A \cdot f_{yd}$. Generalmente se tienen tablas elaboradas que nos muestran las diferentes capacidades mecánicas de las armaduras, pero si se conoce el área de sección de las barras, se podrá determinar su capacidad mecánica.

1.4.11. Valores a adoptar en los cálculos, coeficientes de seguridad

Si las estructuras se pudieran construir de modo que su resistencia real fuera de un valor exactamente igual al calculado en el proyecto, y si se conocieran con precisión las magnitudes de las solicitaciones que hubieran de actuar en las mismas, bastaría para asegurar a una estructura contra el peligro de hundimiento, proveerla de una resistencia que excediera a la suma de todos los esfuerzos originados por las cargas, en una pequeña cantidad, que podría ser del orden del 10 %. De hecho,

la resistencia real de una estructura es a veces inferior a la calculada, debiéndose ésto a una serie de causas: defectos de replanteo e imperfecciones de construcción, poca calidad del acero y de hormigón, hipótesis aproximadas y simplificaciones introducidas en el cálculo, etc; además, en algunos casos, las solicitaciones reales serán superiores a las calculadas, influyendo otras circunstancias tales como: el peso de las máquinas automáticas empleadas, las explosiones, el fuego u otros agentes excepcionales que pueden dar lugar a efectos de impacto no tenidos en cuenta o a unas sobrecargas adicionales.

Para garantizar la seguridad de una estructura, será necesario, por tanto, que la capacidad resistente que se prevea para la misma, exceda de la requerida, para hacer frente a las cargas probables en ella en un margen lo suficientemente amplio para que permita a la estructura absorber tales variaciones en la intensidad de las solicitaciones; ésto se consigue en el cálculo a la rotura, multiplicando las cargas previsibles por un cierto coeficiente de seguridad y dimensionando la estructura de forma que su capacidad resistente sobrepase o sea igual a la que resulta necesaria para hacer frente a las cargas reales multiplicadas por el mencionado coeficiente. Partiendo de lo anotado anteriormente, se deduce que las magnitudes que se utilizan en los cálculos aparecen rodeadas todas ellas de márgenes de imprecisión; tanto las resistencias de los materiales como los valores de cargas, son magnitudes aleatorias cuya cuantificación, cualquiera que sea, aparece siempre asociada a una determinada probabilidad de ser o no superado el valor correspondiente, definiendo entonces que la finalidad del cálculo es comprobar que la probabilidad de que la estructura quede fuera de servicio

(es decir, alcance un estado límite), dentro del plazo - previsto para su vida útil, se mantiene por debajo de un valor determinado fijado a priori. Según esto, se emplean dos tipos de coeficientes:

- Los de minoración de las resistencias de los materiales, γ_s ; para el acero, el cual varía de 1.10 a 1.20; y γ_c para el hormigón con valores que varían desde 1.40 a 1.70, dependiendo del control de obra.

- Los de mayoración de las acciones γ_f , que en América se aceptan iguales a $\gamma_f = 1.4$ para las cargas permanentes y $\gamma_f = 1.70$ para las sobrecargas.

1.4.12. Patología del hormigón armado

Entre los síntomas patológicos más importantes en el hormigón se encuentran: la aparición de rugosidades superficiales, la formación de una película superficial, adherente o no, constituida por reacción química entre agentes agresivos y el hormigón endurecido, los cambios de coloración, la aparición de exfoliaciones, descantilladuras o degradaciones superficiales, más o menos profundas; y, sobre todo, la aparición de fisuras, que por tener gran repercusión en la vida de un hormigón, se analizarán los diferentes tipos de ellas.

a. Fisuras de afogado

o

Surgen estas fisuras a causa de la desecación del hormigón, cuando el cemento aún no ha terminado de fraguar y endurecer, es decir, en las primeras horas. Al existir una pérdida de agua por evaporación, el efecto de contradicción es muy marcado y aparece la fisu-

ra; este tipo de fisuras aparecen generalmente en superficies horizontales, teniendo que a mayor superficie de exposición y a menor espesor del elemento, corresponde mayor probabilidad de que ocurra el fenómeno. Con elementos de gran espesor, las fisuras pueden aparecer en varias familias, siguiendo direcciones que han sido preferentes durante el hormigonado.

Está relacionado con la formación de fisuras de afogrado, el fenómeno de la exudación, el cual consiste en - que al colocar la masa fresca del hormigón, las partículas gruesas comienzan a asentarse lentamente, lo cual provoca una subida de agua a la superficie, parte de la cual se evapora, mientras que la exudación es mayor que la evaporación, hay una película superficial de agua. Si la evaporación excede a la exudación, la película desaparece y la superficie del hormigón se ve sometida a tracciones. Definiendo las principales características de estas fisuras, tenemos:

- Aparecen en las primeras horas (1-2-4-10 horas) casi - siempre en grupo.
- Aparecen casi siempre en tiempo seco, con sol directo, pudiendo aparecer también en tiempo frío y húmedo.
- Tienen una profundidad del orden de 20-40 mm.

b. Fisuras de retracción

Para que la magnitud de la retracción - sea lo suficientemente grande como para provocar fisuras, tiene que pasar días, semanas o meses, lo contrario a lo que ocurre con las anteriores fisuras. Cuando se trata - de piezas lineales excentas, las fisuras de retracción a-

parecen perpendiculares al eje de la pieza y con anchura constante; es frecuente la fisuración de vigas por retracción, sobre todo si son largas y están muy cortadas en sus extremos; en tales circunstancias, puede salir una fisura aislada a mitad de la luz, o más probablemente fisuras en los apoyos. Las características más importantes de estas fisuras de retracción son:

- Aparición retardada (semanas, meses, inclusive años).
- Separaciones regulares, fisuras rectilíneas, sin ramificaciones.
- Rápida estabilización de su anchura.
- Juntas y finas en elementos muy armados.
- Separadas y anchas en los elementos poco armados.
- Pequeña anchura, pero constante en todo su tratado.

c. Fisuras por acción de las cargas

Bajo la acción de las cargas exteriores, el hormigón queda sometido a un estado tensional complejo, puesto que todos los esfuerzos producen un tipo de fisura ción diferente, especialmente la tracción axil y la compresión axil producen fisuras verticales en los soportes con signos de catástrofe inminente por aplastamiento del hormigón.

Las fisuras por Flexión son las más conocidas, pudiendo corresponder a flexión pura o combinada con esfuerzo cortante. En el primer caso la fisura se inicia en la armadura, con progreso vertical hacia la fibra neutra y se incurva al final, buscando el punto de aplicación de la carga y deteniéndose al alcanzar la cabeza de compresión, este tipo de fisuras demoran en producirse y avisan con bastante tiempo.

En el caso de las fisuras de cortante, pueden comenzar en el alma, progresar hacia la armadura y llegar luego hasta la carga, dividiendo en dos partes a la pieza, pudiendo ser este proceso muy rápido e incluso instantáneo, dependiendo de la cuantía de la armadura transversal existente. En cuanto a la torsión, su efecto produce fisuras de 45 grados que buzan en dirección opuesta a ambas caras de las vigas; suele ser frecuente encontrar este tipo de fisuras en estructuras de edificación en vigas que arriostan pórticos de luces descompensada y que no se ha tenido en cuenta en los cálculos de torsión. Podríamos indicar algunas características principales de fisuras de flexión:

- No afectan a todo el canto, sino que se detienen en la fibra neutra.
- Aparecen bajo carga y desaparecen al retirar ésta.
- Aparecen siempre varias y bastante juntas.

1.5. Teorías, Cálculos y Ventajas del Hormigón Preesforzado

El preesforzado es una rama de la ciencia de la Ingeniería que trata de dar una mejor utilización de los materiales, con el fin de reducir los márgenes y factores de seguridad o incertidumbre que normalmente se aceptan. Técnicamente, el preesforzado presenta solución a problemas constructivos, tales como:

a) Campo de Cálculo:

- Momentos resistentes 3 veces mayores que los del hormigón armado;
- Esfuerzos cortantes disminuidos de 1/5 a 1/10.
- Deformaciones reducidas a 1/3 de las del hormigón

armado.

b) Campo de la Utilización Práctica:

- Peraltes reducidos cuando el proyecto lo exige.
- Acero de 15 a 20 % menor que en el hormigón armado.
- Concreto de 50 a 80 % del hormigón armado.

Partiendo del principio enunciado anteriormente, el preesforzado otorgará a la pieza una resistencia netamente superior con respecto a los momentos flectores, esfuerzos cortantes y deformaciones, eximiendo al mismo tiempo al hormigón armado de defectos inherentes a su propio principio, es decir, a la limitación del valor admisible en los esfuerzos de compresión en el hormigón y los de tracción en el acero. Para un mejor análisis de los métodos de cálculo y los principios del preesforzado, examinaremos 5 grupos independientes, a saber:

- 1) Cálculo de la magnitud de los esfuerzos en sistemas sometidos a un preesforzado y a un momento de flexión.
- 2) Cálculo de la magnitud de los esfuerzos de tracción debidos a la acción de esfuerzos cortantes en el mismo sistema.
- 3) Cálculo de deformaciones de este sistema.
- 4) Hormigones utilizados en el preesforzado.
- 5) Acero utilizado en el preesforzado.

Además de las notaciones utilizadas en el estudio anterior realizado para el hormigón armado, para facilidad de este estudio, se anotarán algunas otras que nos ayudarán en los cálculos.

Tabla de Notaciones Utilizadas en los Cálculos

$a, a' =$ Límites del núcleo central.

$C_1, C_2, C'_1, C'_2 =$ Curvas límites.

$e =$ Excentricidad o distancia del c.d.g. de los cables al c.d.g. del hormigón.

$e_m =$ Excentricidad del centro de presiones bajo la acción del peso muerto.

$e_s =$ Excentricidad del centro de presiones bajo la acción del peso muerto más las sobrecargas.

$F_x =$ Componente vertical de la fuerza de pretensado F , para una abscisa x .

$f =$ Flecha de la pieza bajo una carga.

$M_p =$ Momento debido al peso muerto.

$M_s =$ Momento debido a las sobrecargas.

$M_p + s =$ Momento debido al peso y a las sobrecargas.

$N =$ Esfuerzo normal de preesfuerzo.

$N_c =$ Esfuerzo normal de preesfuerzo de un cable.

$R_2 = R =$ Esfuerzo máximo admisible en carga sobre la fibra superior.

$R'_2 = \gamma R =$ Esfuerzo mínimo admisible en carga sobre la fibra inferior.

$R'_1 = \varphi R =$ Esfuerzo mínimo admisible en vacío sobre la fibra superior.

$R_1 = \varepsilon R =$ Esfuerzo máximo admisible en vacío sobre la fibra inferior.

$R_o' =$ Esfuerzo mínimo admisible, al realizar el preesfuerzo, sobre la fibra superior.

$R_o =$ Compresión máxima admisible, al realizar el preesfuerzo, sobre la fibra inferior.

$n_p =$ Esfuerzo elemental de la fibra superior bajo peso muerto.

- np' = Esfuerzo elemental de la fibra inferior bajo el peso muerto.
 ns = Esfuerzo elemental de la fibra superior bajo sobrecargas.
 ns' = Esfuerzo elemental de la fibra inferior bajo sobrecargas.
 no = Esfuerzo debido a esforzado previo sobre fibra superior.
 no' = Esfuerzo debido al preesforzado en la fibra inferior.
 Tp = Esfuerzo cortante reducido bajo en peso muerto.
 $Tp + s$ = Esfuerzo cortante reducido bajo el peso muerto + sobrecargas.
 Vp = Esfuerzo cortante bajo el peso muerto.
 Vs = Esfuerzo cortante bajo las sobrecargas.
 v = Distancia del c.d.g. del hormigón a la fibra superior.
 v' = Distancia del c.d.g. del hormigón a la fibra inferior.
 r = Radio de giro de la sección.
 α = Coordenada angular en un punto cualquiera de la curvatura de un cable.
 β = Angulo de curvatura de un cable.
 $\gamma, \varphi, \epsilon$ = Coeficientes.

1.5.1. Esfuerzos sometidos a momentos flectores

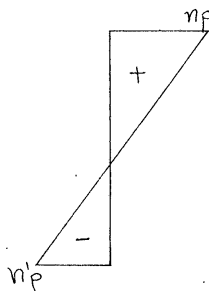
Analicemos el caso de una viga isostática simplemente apoyada, admitiendo una distribución lineal de esfuerzos, indicando que los métodos que señalaremos se aplican más a vigas con cables tensados después del fraguado (Postensado).

a. Esfuerzos debidos al peso muerto

Considerando un sólido homogéneo con momento M_p , es decir:

$$\text{Fibra superior } \eta_p = \frac{M_p \cdot v}{I}$$

$$\text{Fibra inferior } \eta'_p = \frac{-M_p \cdot v'}{I}$$

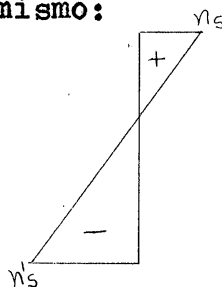


b. Esfuerzos debidos a las sobrecargas

Tendremos asimismo:

$$\text{Fibra superior } \eta_s = \frac{+M_s \cdot v}{I}$$

$$\text{Fibra inferior } \eta'_s = \frac{-M_s \cdot v'}{I}$$



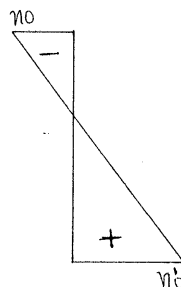
c. Esfuerzos debidos al preesforzado

$$\text{Fibra superior } \eta_o = \frac{N}{A} - \frac{N e \cdot v}{I}$$

$$\text{Si: } r^2 = \frac{I}{A}$$

$$\eta_o = \frac{N}{A} \left[1 - \frac{e \cdot v}{r^2} \right]$$

$$\text{Fibra inferior } \eta'_o = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{e v'}{r} \right)$$



De acuerdo a las fórmulas anotadas anteriormente, se presentan dos casos:

- Cuando los cables se tensan antes del colado, los valores I , v y v' serán los correspondientes a la sección homogenizada del hormigón más el acero, excepto para el cálculo del preesforzado, en donde son calculados basándose solamente en el hormigón.
- Cuando los cables se deslizan libremente en los ductos, o sea, que éstos se tensan luego del colado del

hormigón, los valores I , v y v' serán los del hormigón.

d. Influencia de la deformación de la viga

Si examinamos una viga preesforzada por cables que deslizan libremente por ductos, ésta presenta una contraflecha después de la puesta en tensión, debido a que el peso muerto actúa simultáneamente con el preesforzado y tendremos que considerar la presencia de sobrecargas, debido a lo cual el cable sufrirá un alargamiento complementario igual a $\Delta L = \frac{A \cdot e \cdot l}{12 EI}$, lo cual ocasiona una sobretensión del orden del 2.4 % de aumento, motivo por el cual se desprecia el efecto de este fenómeno.

e. Consideraciones generales del caso en los cálculos

Distinguiremos tres etapas:

- 1) A puesta en tensión, en donde el esfuerzo previo mantiene su valor inicial, por tanto máximo, esta etapa es la de transmisión de preesfuerzo, cuando la fuerza en el acero preesforzado se transmite al concreto y los niveles de esfuerzo son relativamente altos.
- 2) En servicio en vacío (sin sobrecarga), es la etapa de carga de servicio, después de que los cables han sufrido pérdidas de la tensión inicial.
- 3) En servicio en carga (con sobrecarga), en donde los cables sufren su relajación máxima, ocasionando una disminución del preesforzado.

En los cálculos consideraremos las hipótesis límites,

o sea el valor máximo de la fuerza previa; en cambio en servicio normal, suponemos que las relajaciones han sido ya realizadas totalmente, tomando un valor de seguridad, el cual es igual a 1.176, considerando la caída de tensión total y la tensión en servicio corriente. Se hará - notar que durante la puesta en tensión, el peso muerto - del elemento considerado, es inferior al peso muerto de - servicio corriente.

Habiéndose hecho estas consideraciones, escribamos - las fórmulas de los esfuerzos en las fibras superior e inferior de los 3 períodos anotados:

- Durante la puesta en tensión

$$\text{Fibra superior } n = n_0 (1 + \sigma) + \eta p d \geq R' o$$

$$\text{Fibra inferior } n' = n_0 (1 + \sigma) + \eta' p d \leq R o$$

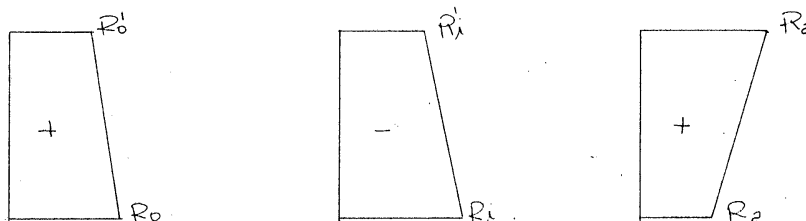
$\eta p d$ y $\eta' p d'$ = esfuerzos debidos al peso muerto a la puesta en tensión.

siendo σ la relación de caída de tensión a la tensión de servicio.

- Durante el servicio en vacío

$$\text{Fibra superior } n = n_0 + n_p \geq R i'$$

$$\text{Fibra inferior } n' = n_0' + n' p \leq R i$$



- Durante la operación

$$\text{Fibra superior } n = n_0 + n_p + n_s \geq R$$

$$\text{Fibra inferior } n' = n_0' + n' p + n' s \leq R$$

f. Valores de las cargas límites: R_o , R_o' ,
 R_1 , R_1' , R_2 , R_2' .

Los esfuerzos límites se definen a partir de la resistencia a la ruptura por compresión simple a la edad de 90 días, de los cilindros de hormigón, según las reglas establecidas.

- En servicio en vacío: se establecen dos casos, según la naturaleza y la exposición de la obra:

a) Para obras protegidas de la intemperie y cuya estabilidad no interesa a la seguridad pública, se tiene valores: $R_1' \geq -0.28 \frac{f'c_{90}}{13}$

$$R_1 \leq 0.40 f'c_{90}$$

b) Para obras expuestas a la intemperie, en donde interesa la seguridad pública, se tiene: $R_1' \geq 0$

$$R_1 \leq 0.40 f'c_{90}$$

- Durante la operación: se distinguen los dos mismos casos anteriores, según la naturaleza y la exposición de la obra.

a) $R_2 \leq 0.28 f'c_{90}$
 $R_2' \geq -0.28 \frac{f'c_{90}}{13}$

b) Igual circunstancia anterior: $R_2 \leq 0.28 f'c_{90}$

$$R \geq 0.08 R_1$$

Indicando que sobre la fibra extrema más próxima a la línea de acción del acero de pretensado, el esfuerzo mínimo de compresión será por lo menos igual al 8 % del esfuerzo máximo de compresión en este nivel.

- Durante el pretensado: o durante las fases previas, se podrá adoptar con relación a la resistencia a la ruptura, el coeficiente de 0.45 en lugar del de 0.28, pero la estabilidad de las vigas deberá comprobarse y el acero de refuerzo corriente deberá aumentarse lo necesario para asegurar dicha estabilidad, anotando que el coeficiente de seguridad se tomará en función de la resistencia del hormigón en el momento considerado, más no en los 90 días. Por lo que respecta al acero ordinario utilizado, se adoptarán esfuerzos en compresión igual al 60 % del límite de elasticidad y en tracción al 75 % de este mismo límite.

g. Cálculo de la sección de una pieza

1) Fórmulas generales

Se anotarán fórmulas que permitan una rápida determinación de la sección necesaria.

$$R = R_u$$

$$\gamma R = R'_u$$

$$\phi R = R_{\perp}$$

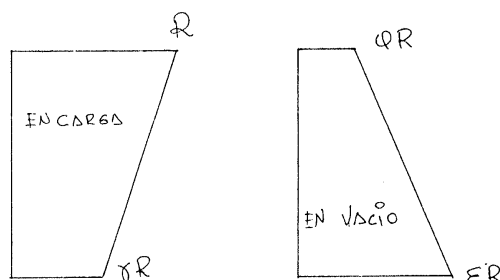
$$\varepsilon R = R'_\perp$$

$$(1) n_o + n_p = \phi R$$

$$(2) n_o' + n'p = \varepsilon R$$

$$(3) n_o + n_p + n_s = R$$

$$(4) n_o' + n'p + n's = \gamma R$$



sustrayendo (1) de (3) tenemos: $\phi R + n_s = R$

$$n_s = R - \phi R$$

$$n_s = R (1 - \phi)$$

sustrayendo (2) de (4) tenemos: $n's = R (\gamma - \varepsilon)$

si $ns = +\frac{Ms \cdot v}{I}$ y $n's = -\frac{Ms \cdot v'}{I}$ obtenemos

$$\frac{I}{v} = \frac{Ms}{R(1-\varphi)} ; \quad \frac{I}{v'} = \frac{Ms}{R(\varepsilon-\delta)} ; \quad \text{de donde}$$

$$\frac{v}{v'} = \frac{1-\varphi}{\varepsilon-\delta}$$

Por otra parte hemos visto que los esfuerzos previos están determinados por las fórmulas:

$$no = \frac{N}{A} (1 - \frac{e \cdot v}{r^2}) \quad no' = \frac{N}{A} (1 + \frac{e \cdot v'}{r^2})$$

eliminando la expresión $\frac{e}{r^2}$ tenemos $\frac{N}{A} = \frac{no \cdot v + no' \cdot v'}{v + v'}$

$$\text{pero } ng = \frac{N}{A} = R \frac{(v' + \delta v)}{v + v'}$$

y luego finalmente:

$$N = R \cdot A \cdot \frac{\varepsilon - \delta \varphi}{1 - \varphi + \varepsilon - \delta}$$

Una fórmula muy conocida para hallar el valor de la excentricidad e , es la siguiente:

$$e = \frac{r^2}{v'} \left[\frac{\varepsilon - \delta}{\varepsilon - \delta \varphi} \right] \left[\frac{Mp}{Ms} (1 - \varphi + \varepsilon - \delta) + \varepsilon - \varphi \right]$$

De las ecuaciones escritas anteriormente podemos hallar los valores de I/v , I/v' , N , e , siendo éstas las fórmulas teóricas de cálculo, pues en la práctica el cálculo se simplifica, pero obtenemos dos importantes conclusiones:

- El cálculo del momento de inercia depende únicamente de la acción del momento de las sobrecargas.

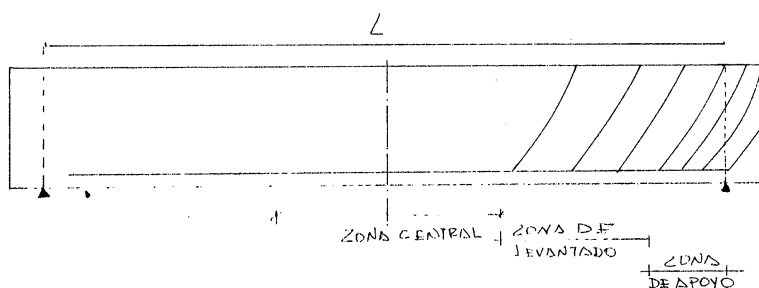
- La excentricidad es función de la relación M_p/M_s .

h. Problema de la disposición de cables

Cuando se aplican los métodos anteriormente señalados para el cálculo de una sección, se debe comprobar que se satisfagan todos los esfuerzos; si no ocurre esto, se deberán modificar los valores N o e . Prácticamente al actuar sobre N equivale a suprimir los cables, levantándolos; conviene no levantar demasiados cables en la zona central; esto se cumplirá si para la sección central fijamos que $n_{p'} + n_{o'} = \varepsilon R$; el valor máximo de R no se logra sino hasta el principio del levantado.

Cuando se diseñan vigas de gran importancia se deberá distinguir tres zonas definidas:

- Zona Central, en donde los valores de N y e son constantes.
- Zona de Levantado de Cables, en donde los valores de N son variables.
- Zona de Apoyo, en donde los valores de N y e son variables.

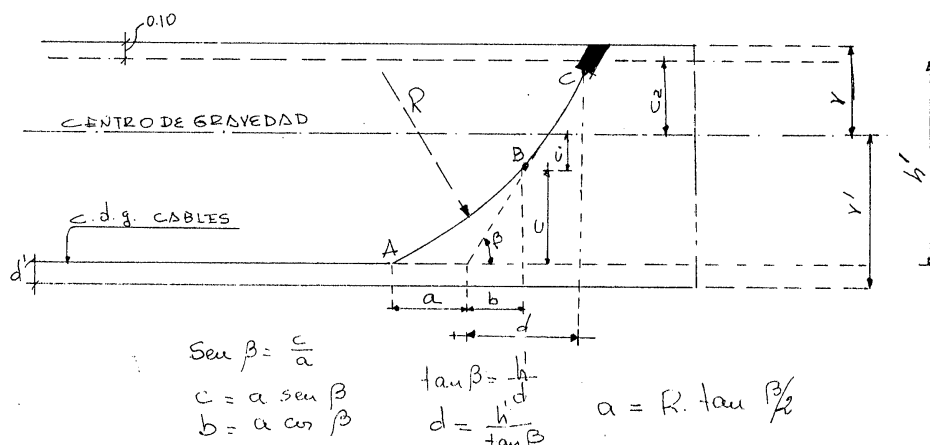


Todo estudio de levantado de cables deberá satisfacer condiciones simultáneas introducidas tanto por los momentos flectores como por los esfuerzos cortantes. En los momentos flectores, las fatigas deberán permanecer infe-

riores a los esfuerzos límites; y, en lo que respecta a los esfuerzos cortantes, tratar de obtener esfuerzos reducidos mínimos, aunque esta condición no es muy rígida.

Trazado de los Diagramas de λ y λ' para un Cable

A continuación definiremos las características de levantado de un cable:



Generalmente se acepta un ángulo de curvatura de un cable igual a $34^\circ - 36^\circ$ y un radio igual a 6 m, como se conoce además d' y h' ; podemos, por tanto, determinar los valores de a , b , c , d .

Examinemos la variación de los esfuerzos inherentes a un cable entre A y C; valores de λ'

en A : $\lambda' = \frac{1}{n}$

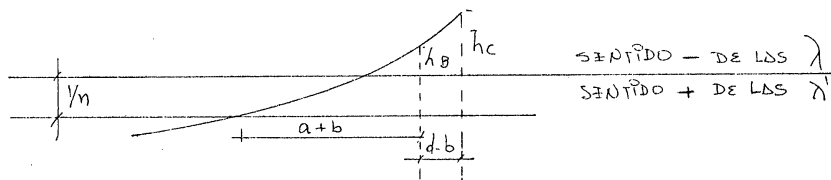
en B : la fuerza de pretensado es $N_c \cos \beta$ y la excentricidad e_1 ;

$$\lambda'_B = \frac{1}{n_0(o)'} \left[\frac{N_c \cos \beta}{A} \right] \left[1 + \frac{e_1 \cdot v'}{r^2} \right]$$

en C : la fuerza de pretensado es $N_c \cos \beta$ y la excentricidad e_2 ;

$$\lambda'_C = \frac{1}{n_0(o)'} \left[\frac{N_c \cos \beta}{A} \right] \left[1 + \frac{e_2 \cdot v'}{r^2} \right]$$

De donde resulta que el diagrama para λ' será entonces:

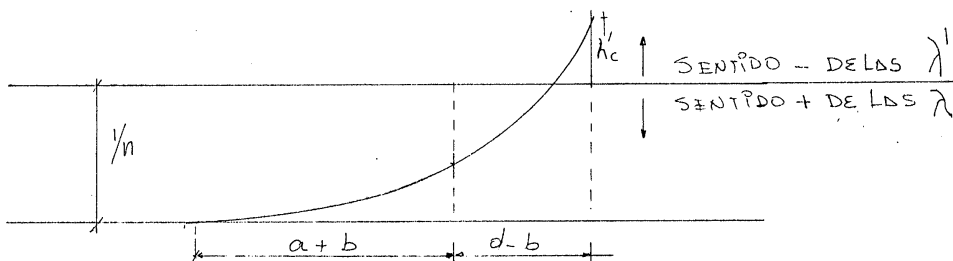


Asímismo podemos determinar el diagrama para valores de

en A : $\lambda = \frac{1}{n}$

en B : $\lambda_B = \frac{1}{no(o)} \left[\frac{N \cos \beta}{A} \right] \left[1 + \frac{e_1 \cdot v}{r^2} \right]$

en C : $\lambda_c = \frac{1}{no(o)} \left[\frac{N \cos}{A} \right] \left[1 + \frac{e_2 \cdot v}{r^2} \right]$



Como referencia, se indicará que los coeficientes $\lambda'_A, \lambda'_B, \lambda'_C, \lambda_A, \lambda_B, \lambda_C$ son simples porcentajes del preesfuerzo, o sea:

$$\lambda = \frac{\text{Esfuerzo introducido en la fibra inferior por un cable}}{\text{Esfuerzo total en la fibra superior}}$$

$$\lambda = \frac{\text{Esfuerzo introducido en la fibra superior por un cable}}{\text{Esfuerzo total en la fibra superior}}$$

El levantado de un cable, ocasionando una variación progresiva de su excentricidad, efectúa un cambio en el valor del numerador si la sección vertical examinada intercepta sucesivamente al cable en A, B y C; para el conjunto de cables y antes de cualquier levantado de cables, valen 100 %; cada levantado disminuye estos coeficientes. Las curvas caracterizan los porcentajes máximo y mínimo

entre los cuales debe oscilar este coeficiente con objeto de satisfacer a las cuatro condiciones antes detalladas.

Se debe incrementar la sección con el fin de que resista los esfuerzos que se producen en los conos de anclaje. Por tanto, se realizará en forma especial esta zona.

A. Esfuerzos Principales; Cortante y Condiciones de Seguridad Relativas al Mismo

De acuerdo al análisis realizado para el caso de las tensiones principales en el capítulo referente al hormigón armado, indicaremos algunos valores característicos - del problema de la elasticidad.

Entre los valores característicos del círculo de Mohr tenemos:

- Esfuerzo principal de compresión:

$$\sigma_I = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} + \sqrt{\tau^2 + \left(\frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2}\right)^2}$$

- Esfuerzo principal de tracción:

$$\sigma_{II} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} - \sqrt{\tau^2 + \left(\frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2}\right)^2}$$

Cuando una viga tenga únicamente cables longitudinales sin componente vertical $\sigma_1 = 0$ y $\sigma_2 = \sigma_y$ y tendremos:

$$\sigma_I = \frac{\sigma_y}{2} + \sqrt{\tau^2 + \frac{\sigma_y^2}{4}}$$

$$\sigma_{II} = \frac{\sigma_y}{2} - \sqrt{\tau^2 + \frac{\sigma_y^2}{4}}$$

obteniéndose las conclusiones siguientes:

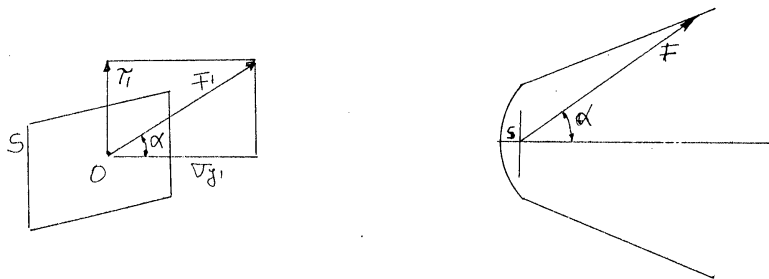
- Cuando $\sigma_1 = 0$, siempre existe un esfuerzo principal

de tracción.

- Para un valor constante del esfuerzo tangencial, el esfuerzo principal disminuye si σ_2 aumenta.

1) Condiciones de seguridad relativas al cortante

Si tomamos el interior de un cuerpo sometido a un sistema de fuerzas externas, un elemento de superficie al rededor del punto i , sobre el elemento actúa una fuerza F que es un esfuerzo en el punto O del elemento S , la fuerza F se descompone en un esfuerzo normal y un esfuerzo - cortante. Si se incrementan en forma hipotética al conjunto de fuerzas exteriores aplicadas al cuerpo, F_1 , σ_{y_1} y τ_1 también se incrementan hasta llegar a una fuerza F que ocasionará la ruptura del material en el punto O ; o - sea, que para un valor dado de α , existe una relación en tre σ_{y_1} y τ_1 que definen el valor del vector del esfuerzo de rotura F . El lugar geométrico de la extremidad de este vector F cuando α varía, es decir cuando el plano S puede tomar cualquier orientación posible alrededor de O , es una curva.



El problema de seguridad se reduce a procurar que los esfuerzos en cada punto del cuerpo permanezcan en el interior de la curva intrínseca. Para permanecer dentro de - los límites de seguridad, es necesario que se cumpla la - desigualdad:

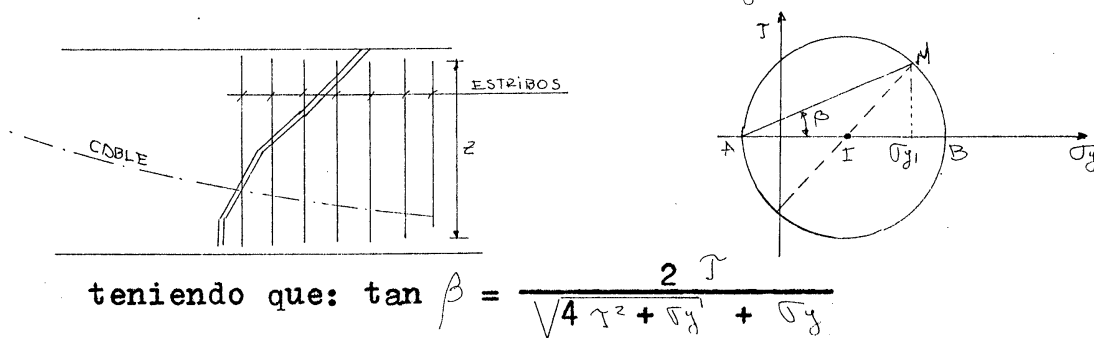
$$\tau^2 \leq \frac{Rb'}{Rb} (Rb - \sigma_{y1}) (Rb' + \sigma_{y1})$$

$$Rb = k f'c 90 \quad k = 0.28$$

$$Rb' = k f'c 90 \quad f'c 90 = \text{resistencia a rotura de } 4^\circ \text{ a los 90 días}$$

2) Reglas prácticas para el cálculo de estribos

Si suponemos que en una viga se ha producido una fisura, entonces a ambas partes de la misma está unida - por estribos verticales y eventualmente por cables levantados, los cuales deben ser capaces de soportar el esfuerzo cortante total que existe en la sección considerada, indicándose que la determinación de los estribos es función de la inclinación de la fisura sobre la fibra neutra. Si la fisura permanece normal al esfuerzo principal de tracción, o lo que es lo mismo, paralela al esfuerzo principal de compresión y que la fisura esté inclinada con respecto a la fibra media un ángulo $\frac{BIM}{2} = BAM$, cuya tangente tiene como expresión: $\tan \beta = \frac{\tau}{A \cdot \sigma_y}$;



Robinson ha demostrado que la fisura puede producirse según las direcciones de los mayores deslizamientos haciendo un ángulo máximo igual a β . La inclinación de la fisura sobre el eje de la viga es igual al ángulo φ cuyo valor es $\tan \varphi = \frac{2 \tau}{\sigma_y}$. Una vez deducidos estos valores, podemos definir el proceso a seguir para hallar los esfuerzos cortantes. Se deduce del esfuerzo cortante total la

componente vertical de los cables, subsistiendo el esfuerzo cortante reducido a partir del cual se determinan los esfuerzos cortantes . Guyon indica las siguientes reglas referentes a la colocación de estribos:

- Jamás suprimir por completo los estribos, con el fin de evitar los fenómenos no tomados en cuenta en el cálculo.
- Cuando la tensión principal permanece inferior a $R_b/20$, hay una pequeñísima oportunidad de producirse la fisuración, pudiéndose admitir que $\tan \varphi = \frac{2\tau}{\sigma_y}$ y como esfuerzo de trabajo de los estribos un valor igual a 2.200 Kg/cm^2 .
- Cuando el esfuerzo principal de tracción es superior a la relación $R_b/20$ se toma $\tan \varphi = \frac{2\tau}{\sigma_y}$ y esfuerzo de trabajo de estribos = a 1.400 Kg/cm^2 .

1.5.2. Deformaciones que se producen

Siendo el objetivo básico del hormigón preesforzado el de obtener secciones totalmente comprimidas, resultará que las variaciones de carga se traducirán en variación de las compresiones, produciendo siempre estos esfuerzos deformaciones elásticas. El hormigón preesforzado reacciona a las deformaciones como un material homogéneo, pues a secciones iguales, las deformaciones o flechas de un elemento preesforzado serán inferiores a las de un elemento de hormigón armado, debido a que el momento de inercia de una sección preesforzada será el de la sección total de la pieza, mientras que en una sección de hormigón armado, sólo la sección ficticia concreto-comprimido y acero-tensado entra en consideración. Por tanto, podríamos indicar que el momento de inercia de un elemento preesforzado es el doble de la inercia de una pieza de

hormigón armado, admitiéndose a $1/4$ la relación de flechas de hormigón preesforzado con respecto a las del hormigón armado, esto es, a igualdad de secciones.

1.5.3. Concretos utilizados en el hormigón preesforzado

En el preesforzado, los concretos de muy alta resistencia son de util y necesaria aplicación. Util para que se pueda aprovechar al máximo las cualidades y propiedades del hormigón preesforzado y poder facilitar las siguientes condiciones:

- Momentos resistentes netamente mayores;
- Mayor resistencia a los esfuerzos cortantes;
- Disminución de deformaciones por el aumento del módulo de Young.

Necesario, ya que la técnica del preesforzado exige su uso a fin de reducir las pérdidas de tensión en el acero.

El acortamiento del hormigón por diversas causas ocasiona el acortamiento correlativo del acero, produciéndose una pérdida de tensión; estos acortamientos que originan pérdidas de tensión proveen generalmente de:

- a. De la deformación elástica y plástica bajo los esfuerzos, ya sea en parte instantánea o en parte diferida (cedencia, fluencia, etc);
- b. De la retracción y de ciertas variaciones higrométricas y térmicas.

En el pretensado, estos acortamientos que ocasionan la pérdida de tensión, tienen una gran importancia, pues

su desconocimiento fue la causa de los fracasos en el preesforzado antes de Freyssinet y lo condujeron a Köner a negar la posibilidad de pretensados duraderos.

Durante las primeras investigaciones se usaban hormigones con agua/cemento elevados, una mala compacidad y estaban sujetos a retracciones elevadas llegándose a la conclusión de que para obtener una disminución en la retracción y el acortamiento producido por las variaciones de origen térmico, se debe buscar una compacidad mínima con un valor de relación agua/cemento mínima. Además, para obtener una disminución de acortamientos instantáneos y diferidos debidos a los esfuerzos, hay que procurar conseguir un módulo de Young elevado, pues esta cualidad caracteriza a los hormigones de alta resistencia, para lo cual se debe lograr tener agregados seleccionados. En definitiva, para lograr esta diversidad de cualidades en el concreto preesforzado se necesita de:

- Agregados duros y de gran resistencia;
- Cementos con fuerte dosificación o de alta resistencia o supercementos;
- Una cantidad de agua reducida al mínimo;
- Estudio granulométrico muy cuidadoso;
- Empleo de vibradores.

Generalmente en la práctica se pide una resistencia a los cilindros de 28 días de 280 a 350 Kg/cm², para el hormigón preesforzado. Una condición importante por la cual se debe emplear hormigones de alta resistencia es que éste ofrece alta resistencia a la tensión y al corte, así como a la adherencia y al empuje, lo que es deseable para las estructuras de hormigón preesforzado, cuyas diversas partes están bajo esfuerzos grandes.

Para obtener una resistencia de 350 Kg/cm^2 , es necesario usar una relación agua/cemento no mucho mayor de 0.45 en peso; en general utilizar unos 10 sacos de cemento por metro cúbico de hormigón, teniendo siempre en cuenta que hay que realizar un buen vibrado siempre que sea posible.

Sería insensato, por otra parte, derribar una estructura solamente porque su hormigón no alcanzó la resistencia especificada, debido a que la resistencia del hormigón aumenta con la edad, lo cual no indica que el diseñador se despreocupe de tener las precauciones razonables - para obtener Hormigones buenos y resistentes. Con el objeto de apresurar el proceso de endurecimiento, se recurre a menudo al curado por vapor, pero además para lograr ésto se emplea cementos de alta resistencia rápida, cuidando de no utilizar mucho los aditivos de aceleración de resistencia.

1.5.4. Aceros utilizados en el hormigón preesforzado

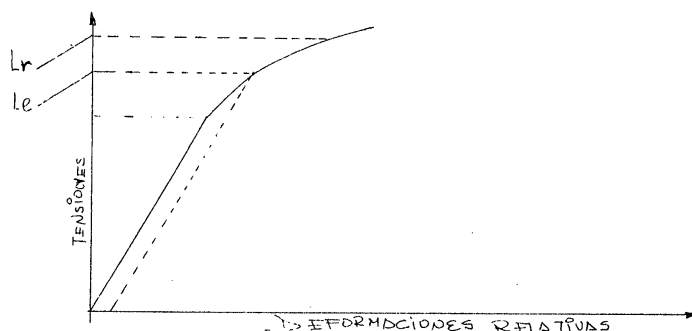
a. Generalidades

Los aceros que se utilizan en el preesforzado son aceros duros, de elevado límite elástico y de alta resistencia a la rotura. Al igual que en hormigón armado, se pueden distinguir dos clases de aceros, con los cuales se elaboran los alambres respectivos.

- El acero Ordinario o de Laminación en caliente, que sirve para producir los alambres laminados en caliente.
- Los Tratados o de Alta resistencia, ya sean de Dureza natural o el elaborado mecánicamente en frío, de los -

cuales se obtienen los alambres laminados, alambres estirados y los laminados estirados.

A continuación indicaremos un diagrama tipo de esfuerzos-deformaciones de los aceros de alta resistencia.



Un acero está caracterizado generalmente por:

- Su módulo de elasticidad, caracterizado por la recta OA;
- Su esfuerzo de rotura L_r
- Su límite elástico L_e ;
- Su alargamiento a la rotura (medido entre dos marcas de referencia).

Conozcamos algunas cualidades de los diversos alambres.

Alambres Laminados en Bruto

Son generalmente muy poco utilizados, debido a que - sus características no son interesantes y además su calibración es defectuosa y su sección no siempre es rigurosamente circular. Su límite elástico varía entre 60-80 Kg/mm² y su esfuerzo de rotura entre 85-100 Kg/mm².

Alambres Trefilados

Sus características dependen del diámetro y son más elevadas a medida que éste es más pequeño, indicando seguidamente las características para hilos de 2 y 7 mm.

Para hilos de 2 mm $Le = 180 \text{ Kg/mm}^2$ y $Lr = 220 \text{ Kg/mm}^2$

Para hilos de 7 mm $Le = 120 \text{ Kg/mm}^2$ y $Lr = 150 \text{ Kg/mm}^2$

Alambres Trefilados Tratados

Deben satisfacer que $Le = 125 \text{ Kg/mm}^2$ y $Lr = 150 \text{ Kg/mm}^2$.

En general, los cables y torones para cables en hormigón preesforzado deben cumplir con las "Especificaciones para Cables sin recubrimiento, de 7 alambres, Relevados - de Esfuerzos, para Concreto preesforzado" (ASTM A 416)⁺

Tensiones a Adoptar para los Aceros

En este campo hay una gran controversia, puesto que - ni los mismos consumidores se ponen de acuerdo; a pesar - de ello daremos algunas observaciones: Se debe partir del esfuerzo de rotura y no del límite convencional de elasticidad para determinar el esfuerzo máximo de tensión; la elección se la debe hacer tomando en cuenta el diagrama de tracción del acero y además de la reserva que se debe tener en la capacidad de deformación suficiente del acero, comprendida entre las tensiones máximas y de rotura; esto se debe tener en cuenta para no estar en condiciones de una rotura sin aviso.

Es importante tensar los aceros en la obra a valores muy próximos a su límite de rotura, ya que todos ellos no toman la misma fracción del esfuerzo total y podemos tener cables que lleguen al límite de rotura en el momento de la puesta en tensión. Generalmente se toma entre 0.8

+ Reglamento ACI-318-71. p. 28.

y $0.9 R_G$ siendo R_G la tensión de rotura, el valor correspondiente a la tensión máxima.

b. Caidas o pérdidas de tensión en el acero

Se conoce la tensión de trabajo del acero en el momento de tensar, pero no conocemos la tensión que, con el tiempo, conservarán los hilos, lo cual es precisamente lo que nos interesa en el cálculo, puesto que nos da la idea de trabajo de la obra ya en servicio; los aceros por las razones que vamos a enumerar, sufren pérdidas o caídas de tensión, las cuales llamaremos "relajamientos", siendo las principales causas las siguientes:

- a) La retracción del hormigón y su eventual contracción térmica;
- b) El acortamiento instantáneo del hormigón bajo la acción de las cargas;
- c) El acortamiento diferido del hormigón bajo la acción de las cargas;
- d) La fluencia del acero.

En el caso que estamos revisando, la consideración de las causas anteriores es muy importante, quizá mucho más que en el hormigón armado, motivo por el cual consideraremos uno por uno estos factores.

Retracción

Generalmente se admite como valor corriente de retracción del hormigón un valor entre 2×10^{-4} y 3.5×10^{-4} . A consecuencia de ésto tendremos un acortamiento en el acero y una pérdida de tensión en el mismo, igual a $2/10.000$. Es ó $3/10.000$. Es, siendo E_s el módulo de elasticidad

del acero.

Acortamiento Instantáneo

Cuando se aplica un esfuerzo de compresión instantáneo a una pieza de hormigón, éste se acorta y las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos. La pérdida de tensión en el acero será $E_s \cdot R_b / E_a$, siendo E_a el módulo de elasticidad instantáneo del hormigón, cuyo valor oscila entre 400.000 - 600.000 Kg/cm².

Acortamiento Diferido

Una pieza de hormigón a la cual se la somete a una compresión por largo tiempo, empieza por experimentar un acortamiento instantáneo, el cual prosigue con el tiempo y tiende hacia un valor límite obtenido al cabo de unos dos años y medio; aproximadamente este acortamiento diferido es del orden de dos veces del acortamiento instantáneo. El francés L'Hermite ha demostrado que el 40 % de la deformación diferida se adquiere más o menos al mes; 60 % de la deformación diferida se adquiere más o menos a los tres meses; y, 90 % de la deformación diferida se adquiere más o menos al año y medio.

Por tanto, la pérdida de tensión en el acero por acortamiento diferido será $2 \cdot E_s \cdot R_b / E_a$.

Fluencia del Acero

El conocimiento de este fenómeno es fundamental puesto que la duración de las obras de hormigón preesforzado reposa sobre él. A pesar de que durante varios años se ha experimentado en este campo, no se ha podido determinar una ley general que analice este fenómeno; en gene-

ral, las pruebas que se han realizado son de dos clases: el un examen con el tiempo del alargamiento de un hilo sometido a una tensión constante (fluencia) y el otro examen con el tiempo de la pérdida de tensión de un hilo tensado a longitud constante (relajamiento); este último fenómeno es aproximado a lo que ocurre en el preesforzado, pero es más difícil de analizar que la fluencia, debido a que el comportamiento del acero en un instante dado depende de sus estados previos de tensión, los cuales han sido variables. En el estado actual del estudio del preesfuerzo no se puede decir que el relajamiento sea un fenómeno limitado en el tiempo, pero la extrapolación de las curvas obtenidas en las pruebas demuestra que el fenómeno es suficientemente lento para asegurarnos la permanencia de las obras durante varios siglos. En definitiva, se puede anotar dos conclusiones valiosas en lo que respecta a esto:

- Que el relajamiento es tanto más importante cuanto más elevada sea la tensión inicial;
- Que las curvas de relajamiento relativas a diferentes valores de tensión inicial jamás se cortan, por lo que se tiene la tendencia a tener tensiones iniciales lo más elevadas.

1.5.5. Relajamientos admitidos en el hormigón preesforzado

Según investigaciones se ha llegado a definir lo que ocurrirá con un relajamiento anormal del pretensado, indicando que este relajamiento puede ser causado por tres causas siguientes:

- a. Alargamiento del metal bajo el fenómeno plástico de -

- relajamiento;
- b. Deslizamiento en los anclajes;
- c. Acortamiento del hormigón bajo los fenómenos higrométricos y térmicos, tales como: retracción, contracción bajo deformaciones plásticas, etc.

Debido a que la mayoría y quizá todos los fenómenos plásticos son de larga duración, se puede considerar incluso una desaparición total del preesforzado, encontrándonos con esfuerzos de trabajo para el hormigón el de $+141 \text{ Kg/cm}^2$ y el del acero de -48.8 Kg/mm^2 . En este caso la estructura se encontrará fisurada, pero no presentaría peligro de rotura, demostrándose con esto de que la seguridad de una estructura de hormigón preesforzado no requiere la existencia del preesfuerzo total previsto en los cálculos, indicando que, en cualquier caso, los valores admitidos para la retracción y relajamiento no deben haber variaciones muy importantes.

Siendo el esfuerzo previo de cálculo un valor mínimo, realizado con valores mayores, la retracción alcanza un valor máximo admitido en los cálculos de 4×10^{-4} .

1.5.6. Valores a adoptar en los cálculos

a. Generalidades

Debido a las distintas diferencias analizadas anteriormente, los esfuerzos admisibles y los factores de carga para el hormigón preesforzado no se pueden basar directamente en aquellos para el hormigón armado; deben escogerse con respecto a las consideraciones básicas que soportan, entre las cuales tenemos las siguientes:

- La relación de las sobrecargas a las cargas de diseño:
Puesto que es la práctica diseñar las cargas de servicio para los esfuerzos admisibles, las sobrecargas se soportarán a esfuerzos que excedan los valores admisibles. Por ello, los esfuerzos admisibles deben determinarse con respecto a la relación de sobrecargas a cargas de diseño, el factor de carga se debe escoger de tal manera que la sobrecarga real no perjudique al servicio de la estructura.
- Frecuencia y magnitud de las cargas repetidas:
Los esfuerzos admisibles y los factores de carga deben escogerse de tal manera que eviten fallas bajo las cargas repetidas.
- Variación en las propiedades de los materiales:
Los materiales que tengan mayor variación deberían tener valores más bajos de esfuerzos admisibles y quizá valores más altos de factores de carga.
- Imprecisión en los métodos y fórmulas de diseño:
Cuando la exactitud de métodos y fórmulas está en duda, se necesitará un mayor margen de seguridad para el diseño.
- Seriedad y precipitación de la falla:
Las fallas quebradizas dan generalmente un margen mayor de seguridad; además las estructuras importantes y los miembros especiales deben tener mayor seguridad.
- Efectos secundarios:
Los esfuerzos admisibles, a menudo, se mantienen suficientemente bajos, para evitar efectos secundarios indeseables, como la deformación plástica excesiva y las vibraciones.

braciones no deseadas.

- Economía y proporcionamiento:

Cuando se pueda obtener la seguridad a un costo relativamente bajo, usualmente se debe proporcionar con una mayor libertad.

Alguno de estos factores presenta análisis cuantitativo, otros se presentan para un tratamiento matemático, pero generalmente la elección de los valores apropiados para los esfuerzos admisibles y los factores de carga, se basan en el buen juicio y gran experiencia; a pesar de que, no siempre, se puede asignar un valor a un esfuerzo admisible o a un factor de carga, pues estos valores varían con:

1) Tipos de estructuras

Los esfuerzos admisibles y los factores de carga pueden variar para diferentes tipos de estructuras (puentes, edificios, obras especiales). La probabilidad de sobrecargas, la repartición de las cargas, la posibilidad de deterioro y el requisito de impermeabilidad difieren para tipos diferentes.

2) Grados de materiales

En el hormigón preesforzado, como sabemos se emplean diferentes clases de refuerzo, incluyendo alambres, cables y varillas de alta resistencia, los cuales pueden diferir en ductilidad, deformación plástica y características de fatiga. El hormigón puede tener resistencias que varíen desde 210 Kg/cm^2 hasta 700 Kg/cm^2 ; todos éstos pueden solicitar una variedad de valores para los esfuerzos

admisibles y los factores de carga.

3) Métodos de construcción

Se puede indicar que, bajo condiciones similares, una viga preesforzada adherida tiene una resistencia a la rotura mayor que una sin adherencia; los miembros postensados tienen una pérdida de preesfuerzo menor que los miembros pretensados; la construcción precolada, colada en el lugar y compuesta, puede tener resistencias diferentes; todo ésto conduce a asignar en cada caso valores diferentes.

4) Etapas de carga

Los esfuerzos admisibles y los factores de carga pueden diferir para las diversas etapas de carga, por ejemplo, al aplicar los gatos, los esfuerzos en el acero son bastante definidos y hay poco peligro de sobreesfuerzo; será suficiente un pequeño margen de seguridad.

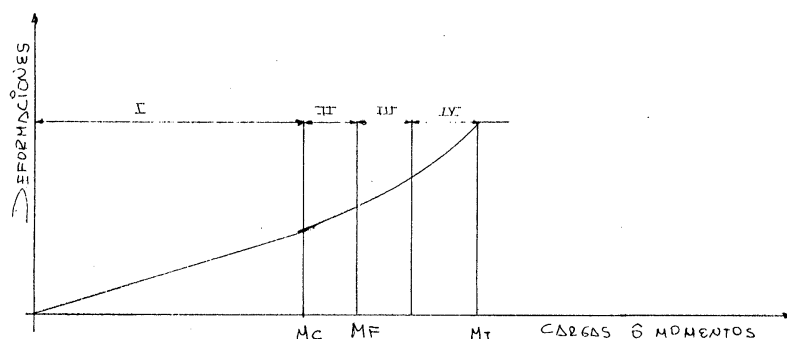
1.5.7. La seguridad en obras de hormigón preesforzado

El problema de la seguridad es muy importante y conviene analizarlo en el caso del hormigón preesforzado, puesto que si bien en hormigón armado se acepta coeficientes o factores de seguridad que permiten un diseño aproximadamente real, en el preesforzado, la hipótesis de homogeneidad del material, aceptada, ya no será satisfecha, pues el cálculo clásico será, por tanto, incapaz de decirnos si la pieza es susceptible de resistir a sobrecargas mayores.

a. Comportamiento de una viga desde el es-

tado elástico hasta la rotura

Al igual que en el hormigón armado, si se analiza el comportamiento de una viga de hormigón preesforzado, cargada hasta la rotura, entonces tendremos un diagrama cargas-deformaciones con las siguientes fases:



Fase I: en esta fase la viga permanece en la zona de las deformaciones elásticas, las cuales son reversibles y si las cargas dejan de actuar, la viga vuelve a su estado inicial.

Fase II: es la fase del alargamiento; el concreto tensado no está aún fisurado, pero sufre alargamientos irreversibles; si se suprimen las cargas, subsisten las deformaciones permanentes.

Fase III: es la fase de la fisuración; a medida que aumenta la carga, las fisuras se vuelven más importantes; si se suprimen las cargas, las fisuras pueden cerrarse, pero subsisten las deformaciones permanentes correspondientes al alargamiento del hormigón.

Fase IV: es la fase de la presuptura; el concreto entra en la fase de grandes alargamientos; las deformaciones de la viga crecen rápidamente y el concreto comprimido se desintegra y se produce la rotura.

Todas estas fases analizadas anteriormente ya fueron

tratadas en el capítulo correspondiente al hormigón armado, pero, por motivos de sistematización, se los ha analizado nuevamente.

b. Seguridad con relación a la fisuración

Este es un problema bien difícil de analizar, puesto que lo interesante sería conocer el esfuerzo de tracción del hormigón, a partir del cual se manifiesta la fisuración, porque entonces suponiendo que las relaciones entre momentos y esfuerzos en el campo elástico son siempre aplicables, podríamos calcular el momento suplementario que la viga debe absorber para pasar del estado normal al estado de fisuración.

Guyón indica una fórmula aproximada para determinar el esfuerzo de fisuración, basándose en condiciones teóricas, la cual es:

$$R'' = R' + \lambda(R' + ng)$$

en donde:

R'' = esfuerzo aparente de fisuración

R' = esfuerzo de rotura determinado por ensayos de flexión sobre probetas, calculada por la fórmula:

$$R' = 3.5 \frac{M}{bh^2}$$

ng = esfuerzo medio del preesfuerzo

λ = coeficiente que depende de la forma de la viga y que generalmente se toma igual a 0.55.

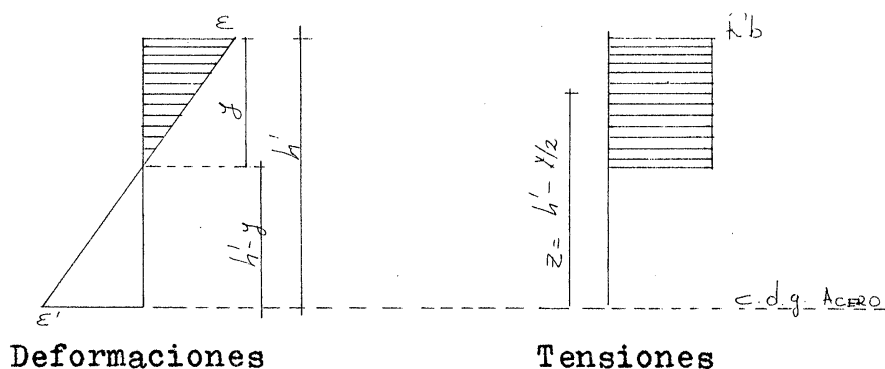
c. Seguridad con relación a la rotura

Este fenómeno es de más fácil análisis que el de fisuración y la mayor parte de vigas preesforza

das armadas normalmente han presentado las siguientes confirmaciones. Las fisuras se propagan de acuerdo a cómo - aumentan las cargas hacia la zona comprimida de la viga;- esta zona disminuye de espesor al mismo tiempo que el acero sufre alargamientos más y más grandes; es decir, la viga falla por desintegración del hormigón en la zona de - compresión. Esta desintegración no significa, aparente- mente, que el hormigón haya alcanzado su límite de rotura, sino que al contrario, vemos que es el acero, el cual, al punto de la rotura, tiene alargamientos tales que le son imposibles al concreto seguirlos; entonces, es el Momento resistente del acero, el que condiciona la rotura en la - mayor parte de los casos; sin embargo, cuando tenemos acero en suficiente cantidad y buena sección y además que la rotura es débil, la rotura de la pieza se puede producir por falta de hormigón y entonces hay que tomar muy en - cuenta el Momento resistente del hormigón.

Partiendo de las hipótesis admitidas, se pueden indi- car fórmulas que proporcionan los valores de los momentos resistente, admitiendo:

- 1) Que el diagrama de deformaciones permanece recto has- ta que la zona comprimida es enteramente plástica y - que el esfuerzo del Hormigón es uniforme.
- 2) Que el acortamiento unitario del hormigón comprimido es igual a 3.5×1.000 en el momento de la rotura, cualquiera que sea la calidad del hormigón; por tanto, conociendo también el acortamiento ϵ' del acero, se - puede determinar la altura y .



Se verificará la rotura, para los dos tipos antes antados, teniendo:

Rotura de la viga por insuficiencia de acero

Admitiendo que en el momento de la rotura tenemos $\epsilon = 3.5$ por 1.000 y ϵ' diferente a 2.5 por 1.000 (antes de la estricción), tendremos: $y = \frac{\epsilon}{\epsilon + \epsilon'} h$ y el valor de $z = 0.937 h'$, obteniendo el Momento resistente del acero mediante la fórmula: $M_{RA} = 0.937 \cdot h' \cdot Aps \cdot Ra$ siendo: Aps = sección del acero

Ra = carga de rotura

M_{RA} = Momento resistente del acero

h' = Distancia del c.d.g. del cable hasta 0.10 del límite superior.

Rotura de la viga por insuficiencia de hormigón

Se pueden distinguir dos casos, a saber:

- a) Secciones en las cuales el eje neutro cae dentro del patín, o sea cuando el espesor del patín es mayor que $\frac{1.4 h' \cdot p \cdot fps}{f'c}$. Se tendrá generalmente un Momento.

$$M_{\mu} = 0.9 [Aps \cdot fps (d - \frac{a}{2})]$$

- b) Secciones en las cuales el eje neutro cae fuera del patín, o sea, cuando el espesor del patín es menor que $\frac{1.4 h' \cdot p \cdot f_{ps}}{f'c}$, teniendo un Momento.

$$M_{\text{último}} = \phi \left[A_{sr} \cdot f_{su} \times d \left(1 - 0.59 \frac{A_{sr} \times f_{su}}{b \cdot d \cdot f'c} \right) + 0.85 f'c (b-b') t (d - 0.5t) \right]$$

$$\phi = 0.90$$

$$A_{sr} = A_s - A_{sf}$$

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'c (b-b') t}{f_{su}}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$f_{su} = f_s \left(1 - \frac{0.5 \cdot \rho \cdot f_s}{f'c} \right)$$

1.6. Procedimientos y Métodos de Preesforzado

1.6.1. Generalidades

Generalmente los métodos o procedimientos de tensado se refieren a dos sistemas principales, debido a que toda aplicación de hormigón preesforzado requiere la acción de un esfuerzo de tensión en el acero; y, claro, que aquí es donde se debe analizar las dificultades prácticas de construcción y además los respectivos análisis económicos y de responsabilidad técnica. Estos dos procedimientos indicados son los siguientes:

a. Tensado del acero antes del colado del hormigón

En este procedimiento después del colado y fraguado del hormigón, se suprimen las tracciones exteriores, el acortamiento del acero que tiende a tomar su longitud primitiva, determina una compresión elástica del hormigón, es decir el preesforzado propiamente dicho.

b. Tensado del acero después del colado del hormigón

Se procede a colar el hormigón normal-

mente, las armaduras no están tensadas sino encerradas en unos ductos que las aislan del hormigón, para evitar la adherencia; después que fragua el hormigón se procede a tensar el acero, apoyándose sobre el mismo concreto, produciéndose de esta manera el preesforzado propiamente dicho.

Procederemos a analizar cada uno de estos procedimientos anotando sus principales características y funcionamiento a través del tiempo, así como sus defectos y fallas.

1.6.2. Estudio del procedimiento por tracción previa

Si analizamos este fenómeno a través del tiempo, tendremos que distinguir las siguientes etapas:

a. Fase de construcción

Se distinguirán tres estados:

Primer estado: tensado de las armaduras;

Segundo estado: colado del hormigón, fraguado normal o artificial acelerado;

Tercer estado: supresión de las tracciones y realización del preesforzado, produciéndose la primera caída de tensión provocada por el acortamiento elástico del hormigón bajo la compresión.

b. Fase posterior

Aquí se presenta un solo estado.

Cuarto estado: el hormigón sometido a retracción se acorta provocando una segunda caída de tensión; dicha retracción prosigue con el tiempo según las leyes ya analizadas;

además la deformación diferida también se desarrolla en este estado.

Si hacemos un análisis en forma objetiva, tendremos las siguientes conclusiones, las cuales son de mucha importancia para realizar evaluaciones posteriores, con las consiguientes diferenciaciones:

- Se tiene una incertidumbre del conjunto, con respecto a la verdadera carga de trabajo del acero durante su largo período posterior; debido a que las pérdidas de tensión en general y especialmente las debidas a la retracción son poco conocidas y no definidas; además el valor del módulo de elasticidad, necesario para determinar el acortamiento elástico, es un valor bastante variable e impreciso.
- Hay imposibilidad de modificar posteriormente la tensión del acero, en el caso en que las caídas de tensión, medidas en el lugar, conduzcan a resultados inquietantes que sobrepasen los valores de cálculo.
- Generalmente en obras grandes hay dificultad de anclar los gatos por falta de apoyo para la acción tensora, puesto que las tracciones necesarias son, a menudo, del orden de cientos de toneladas y por lo cual requieren de un apoyo sólido, para dichos gatos.
- Por el contrario, si existen bloques de apoyo, este procedimiento facilita considerablemente la puesta en tensión, o sea, los cables al desnudo, libres de todo frotamiento perjudicial, permiten una realización precisa del esfuerzo de trabajo y de la elongación prevista por el cálculo para la puesta en tensión.

- Hay un problema específico, que siendo el fraguado una operación larga, los aparatos para tensar, gatos hidráulicos, etc, permanecen inmovilizados hasta el endurecimiento suficiente del hormigón, lo cual puede tomar demasiado tiempo, produciéndose entonces una amortización financiera costosa y más aún si vemos que se necesita - de gran cantidad de equipo, puesto que cada aparato sólo puede tensar un grupo de cables.

En resumen, las conclusiones arriba anotadas, hacen - que este procedimiento haya tenido menos éxito que el segundo, pero este sistema puede ser ideal para la prefabricación, debido a:

- 1) Se dispone de bloques de anclaje y aparatos de tensado, fijos en una forma permanente y dispuestos a cualquier trabajo.
- 2) Se puede tener un mejor control del hormigón, ya que por la fabricación en serie que se requiere para la - prefabricación, se trabaja con materiales iguales y - mano de obra especializada, lo cual disminuye la magnitud relativa de los errores ocasionados por los fenómenos analizados anteriormente: retracción, deformaciones, etc.
- 3) Se puede obtener un fraguado artificial con vapor, lo cual reduce el fraguado a pocas horas, obteniéndose uno similar como si se tuviera a los 90 días.

Entonces, se puede ver que en el caso de prefabricación, los inconvenientes desaparecen, subsistiendo las - ventajas. Para el diseño de una obra determinada debe tenerse todas estas conclusiones en la mente, para que no -

se produzcan luego problemas que retarden la construcción misma de ella.

1.6.3. Estudio del procedimiento de la puesta en tensión después del fraguado del hormigón

De manera similar como lo realizamos para el procedimiento anterior, analizaremos el fenómeno a través del avance del tiempo y los diferentes estados que se producen.

a. Fase en obra

1) Primer estado

Colocar las armaduras dentro de un forro aislante.

2) Segundo estado

Colado del hormigón y fraguado normal.

3) Tercer estado

Puesta en tensión de los cables que se deslizan en su ducto; aquí los gatos hidráulicos se apoyan sobre el mismo hormigón ya endurecido.

4) Cuarto estado

Bloqueo de las armaduras con los conos de anclaje, inyección con mortero de cemento de los ductos de los cables, corte de los alambres exteriores y sellado final.

b. Fase posterior

Se distingue un último estado:

5) Quinto estado

El concreto sometido a retracción - se acorta, provocando una caída de tensión en el acero.

Obteniendo conclusiones generales de este análisis te
nemos:

- Sigue existiendo la incertidumbre de trabajo real del a
cero, a pesar de que por este sistema quedan eliminadas las pérdidas de tensión debidas al acortamiento instantáneo del concreto, así como las pérdidas producidas en la fracción de retracción adquirida en el momento de la puesta en tensión.
- Si no se efectúa la inyección inmediatamente, existe la posibilidad de retensar los cables en caso de que los resultados en obra no coincidan con los resultados de -
cálculo.
- Facilidad para construcción de todo tipo de obra, debido a que se puede asegurar el apoyo de los gatos para -
realizar la tensión.
- Una dificultad en obra, es la que los ductos de desliza
miento originan trotamientos mínimos que no permiten la obtención de los alargamientos uniformes, previstos en el cálculo.
- La movilización corta de los aparatos en cada tensado -
para tensar los cables, además cada aparato puede servir sucesivamente para asegurar la puesta en tensión de
muchos grupos de alambres, evitando de esta manera la -
amortización elevada de la maquinaria.

Con este procedimiento se han construido y se construyen la mayor cantidad de obras de hormigón preesforzado.

1.6.4. Material necesario para pretensar y algunas disposiciones prácticas

Se analizará a continuación los aparatos necesarios para tensar, tanto los que quedan fijos de modo permanente en el lemento del hormigón, como los diferentes aparatos posteriores que sirven para realizar el tensado. En primer lugar analicemos los sistemas más usados de preesforzado.

a. Sistemas de preesforzado

Realicemos una apreciación de la forma como actúan los diferentes sistemas de preesforzado, tomando en cuenta que, debido al desarrollo que han tenido estos métodos de diseño, se han perfeccionado y desarrollado varios sistemas de efectuar el preesforzado de los cables. Entre los más importantes y de mayor aplicación están:

1) Sistema Dywidag

Se puede indicar que este sistema - fue el primero de todos los aplicados a puentes, pues desde la primera realización, en el puente de Aue en Auenheim, en Alemania, aparecen ya casi todas las características definitivas, que entre otras son: Unidad de preesforzado de barra redonda de acero de alta resistencia, anclaje de tuerca, adaptado a extremidad fileteada y empalme por manguito de doble rosca. En las primeras aplicaciones las barras quedaban fuera del hormigón en el inte-

rior de los cajones de las vigas, pero de acuerdo a cómo se adelantaba en este método, las barras se alojaron en vainas metálicas que se enchufan también por enroscado y tienen piezas especiales para alojar los manguitos. La transmisión de placa al hormigón se hacía por placas cuadradas, sunchando con una sencilla espiral de redondo el hormigón inmediato; esta disposición ha cambiado, reuniendo en un solo elemento ambas funciones, en el anclaje de campana, que es el actual.

Anotaremos que las barras desde su ajuste definitivo tienen 18.6 y 26 mm de diámetro, que se especializan generalmente en el preesforzado transversal o secundario y en el preesforzado longitudinal, respectivamente; últimamente se emplea el diámetro de 32 mm cuya aplicación está en los puentes de gran luz, el acero tiene características - desde 80-105 Kg/mm². La campana de anclaje activo tiene un cuerpo cilíndrico con diámetro de 14-16 cm y que suncha la zona de hormigón que recibe directamente la carga; este cilindro se recoge hacia el lado externo en campana perforada, por un orificio que deja paso a la barra, obturando la entubación; la zona recogida termina alrededor - del orificio, con inclinación idéntica a la de los bordes de la tuerca, que se adaptará fuertemente contra ella, dejando la barra centrada.

Los anclajes ciegos se realizan también con campanas idénticas a las del anclaje activo, fijando previamente - la tuerca contra ella, mediante 3 puntos de soldadura, para que no se mueva durante el tensado. Las tuercas son hexagonales, con 4 entalladuras para la entrada de la inyección; la salida del aire, en esta operación, se facilita colocando pequeños tubos de goma en los anclajes cie-

gos, en gran número de los manguitos de empalme y en los puntos altos de las barras curvas.

El gato de tensado es muy sencillo, tiene un sistema de tracción de la barra directamente unida por roscado al émbolo accionado por la bomba que se maneja a mano; al mismo tiempo es preciso accionar el dispositivo de roscado de la tuerca, también a mano, asegurándose al final que la tuerca esté contra la placa de anclaje, el alargamiento de la barra se mide automáticamente en un contador que lleva el gato, con la apreciación de la décima de milímetro; otra comprobación la tenemos en la presión del manómetro de la bomba; y, por último, se dispone de una galga para medir con aproximación de 0.5 mm la longitud de la barra que ha salido al exterior desde el tope del anclaje.

Este sistema, desarrollado definitivamente por el profesor Finsterwalder, abordó desde su comienzo el problema de los puentes, y en el año 1957 se lanzó por el método constructivo de los voladizos sucesivos, alcanzando un gran éxito.

2) Sistema Korowkin

En este sistema, uno de los más utilizados en la URSS, proyectado por el Instituto Científico Central de la Construcción, se forman las unidades con mazos de alambres paralelos de 3-5 mm en capas concéntricas hasta tres, dispuestas alrededor de un núcleo de acero dulce. Este núcleo no trabaja y debe tener el menor diámetro posible; las capas internas se solidarizan por una malla de alambre de 1.5 mm y la externa por una espi-

ral de 2 mm, teniendo de 5-7 cm de paso, quedando el mazo perfectamente empaquetado para alojarse en una vaina cilíndrica de chapa de acero de 0.4 mm, con un diámetro superior de 15 a 18 mm a la del mazo.

Las cabezas activas de la unidad se forman con la ayuda de un barrillete cilíndrico, formado por un trozo de tubo sin soldadura, de diámetro que varía desde 140-178 mm y una longitud de 130 a 180 mm y un fondo soldado al interior con orificio para dejar pasar el mazo de alambres. Cuando han pasado éstos, se doblan en garrota completa, con prolongación dentro del barrillete y las diferentes capas deben quedar independientes y en direcciones radiales, lo cual se hace a máquina con toda regularidad rellenándose después el espacio del cubilete con hormigón de alta calidad. Antes de realizar esta operación, hay que fijar la posición del ramillete mediante un anillo e introducirle un núcleo cónico de unos 10 cm hasta el núcleo del mazo, con el mismo diámetro que la barra central; el número de alambres varía de 20 a 64.

Los anclajes ciegos pueden realizarse con una cabeza corriente sumergida directamente dentro del hormigón o bien por anclaje en lazo directo de los alambres desplegados en una o varias capas en planos radiales; las extremidades de los alambres de cada una de las capas se unen con alambre de atar. Se han realizado varias experiencias para determinar la resistencia de las cabezas así obtenidas, variando el tipo de hormigón y las dimensiones de las mismas, utilizando dimensiones mínimas y hormigón de 600 Kg/cm². Debe reforzarse el hormigón inmediato a las cabezas, bien con emperrillados transversales de redondos de 10-12 mm o con espirales del mismo redondo, de

un diámetro ligeramente superior al del cubilete; también deben reforzarse del mismo modo las zonas correspondientes a los anclajes ciegos. La pieza de fondo del cubilete tiene una rosca por donde se conecta al gato y realiza directamente la tracción del mazo; para apoyar el gato en la superficie del hormigón, se dispone de una placa metálica de 5-10 mm de espesor.

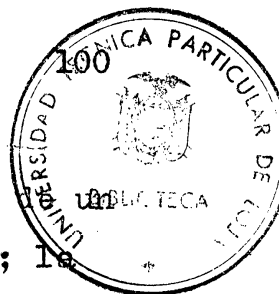
3) Sistema Freyssinet

Es el sistema con el cual se inicia el preesforzado, pues en el año 1940 se pone a punto el sistema definitivo, usando cables de 12 alambres y anclajes de hormigón armado, macho y hembra. Por tener gran importancia y por ser el sistema más utilizado en la actualidad, seguidamente analizaremos algunas características principales de este sistema.

Cables y Ductos

Generalmente se tiene cables formados por alambres de 5.7 y 8 mm. Sus características principales son:

Tamaño del cable	12/5 mm	12/7 mm	12/8 mm
- Area nominal del acero, cm ²	2,335	4,631	6,03
- Resistencia a la rotura, carga útil, ton	40,82	76,42	
- Carga mínima del cable tensado (80 % de la rotura) ton..	32,65	61,22	85,00
- Carga máxima de diseño (60 % rotura). Fuerza utilizable, ton	24,45	36,73	52,00
- Peso del cable, sin envoltura, Kg/m	1,83	3,645	
- Diámetro recomendado del orificio	2,85	3,81	



Los alambres están agrupados en haces alrededor de un resorte central helicoidal de hilo delgado de acero; la misión de este resorte es esencialmente mantener los hilos en su lugar, correctamente repartidos según las generatrices de un cilindro. El ducto que protege el cable - está fabricado de una hoja metálica delgada, a la que se le han torqueado pequeñas ondulaciones según las directrices del cilindro que sirven para dar al ducto mayor resistencia a la ovalización y, por el contrario, mayor flexibilidad al eje del cable; los diámetros de dichos ductos generalmente son:

34 mm para 12/5 mm

44 mm para 12/7 mm

46 mm para 12/8 mm

$$\frac{12}{5 \text{ mm}} = 12 \text{ alambres DS } 5 \text{ mm} = 1 \text{ cable}$$

La vaina debe brindar impermeabilidad y resistencia - al aplastamiento, pues ésto es muy importante ya para evitar la penetración del concreto antes del tensado, los tapones de hormigón que así se formen son obstáculos para el deslizamiento de los cables, tanto al efectuar el tensado como en el paso del mortero de inyección. En ciertos casos no se introducen los cables en ductos, sino que los alojamientos cilíndricos para ellos son practicados - en la masa del concreto por medio de un tubo de caucho - grueso que se retira después del fraguado, siendo éste un sistema de un empleo muy delicado y especial. Es necesario tener el máximo cuidado para mantener en su lugar los cables en el encofrado, realizando anclajes sólidos sobre los puntos de fijación, acordándose que la vibración energética del hormigón tiene la tendencia a desplazar los cables, los cuales deben estar dispuestos de tal modo que - el colado del hormigón sea fácil y el recubrimiento co-

recto.

Para el cálculo de la curvatura de los cables, conviene en cuanto sea posible, tomar como radio de curvatura - mínimo, los siguientes valores:

R = 5 m para 12/5 mm

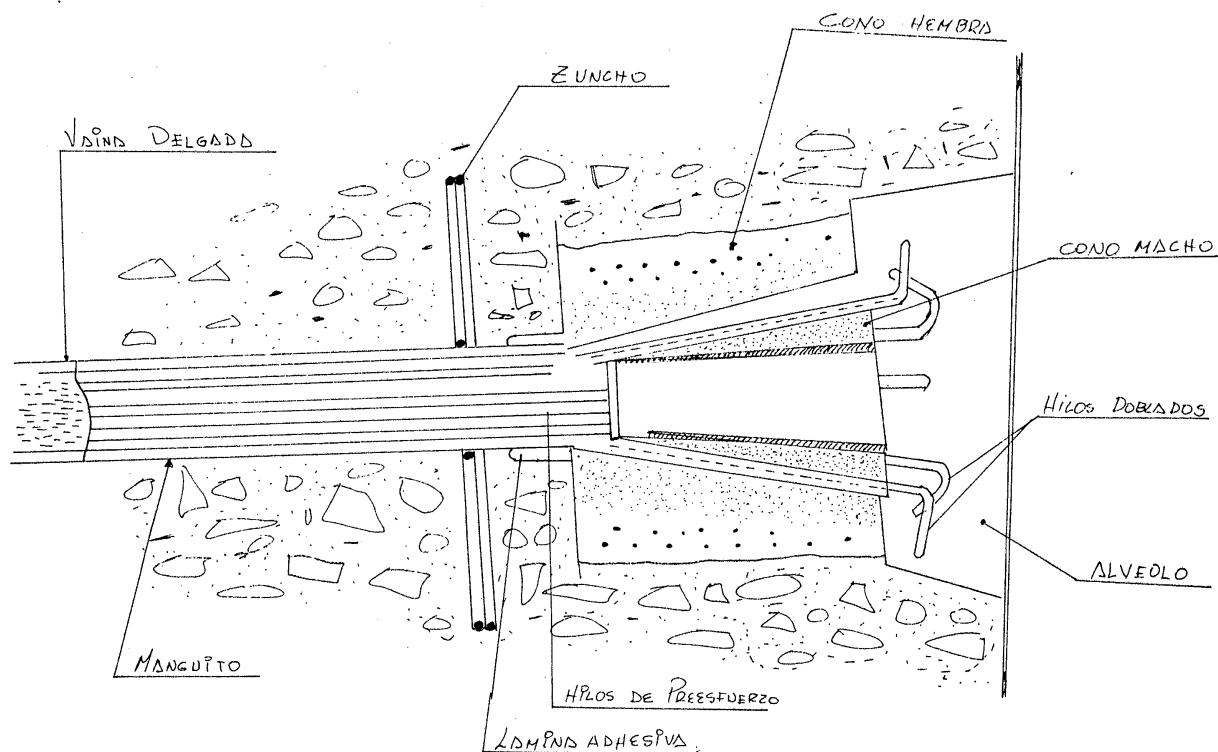
R = 6 m para 12/7 mm

R = 7 m para 12/8 mm

b. Anclajes

1) Generalidades

Los anclajes se realizan por medio de piezas llamadas Conos; cada uno de ellos se compone de dos partes: la parte Hembra, que es un cilindro de mortero fuertemente sunchado que tiene axialmente un objeto - troncocónico para el paso de los alambres del cable, y una parte Macho, que es un tronco de cono estirado que bloquea fuertemente a los alambres sobre el contorno interior del cono hembra; esta pieza también se fabrica de mortero, llevando un tubo central que permite la inyección posterior del ducto; el acople del cono hembra y del cable se realiza por medio de un manguito metálico. Para este proceso, los diámetros de los conos son respectivamente de 100, 120 y 135 mm, para los cables de 12/5 mm, 12/7 mm y 12/8 mm respectivamente, siendo las alturas de los conos de 100, 120 ó 125 mm.



Los conos de anclaje pueden colocarse en el encofrado de dos formas:

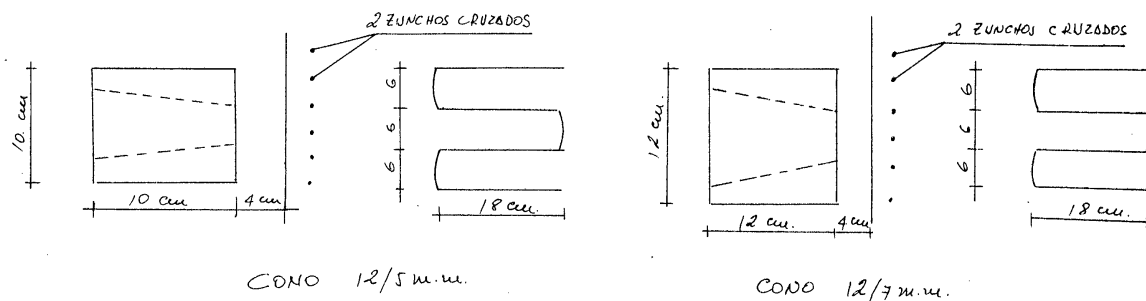
- Aisladamente: como en el caso de los cables levantados, cuyas extremidades no estén en el extremo de la viga, - sino situados en su paramento superior; aquí se tomará en cuenta la posición del cono, tanto en su posición como en su inclinación, para evitar deformaciones posteriores.
- Por grupos: los conos del extremo de una viga se reúnen conjuntamente, especialmente en el caso de un elemento prefabricado.

La placa de apoyo se coloca seguidamente en el encofrado para luego cortar y sellar los anclajes.

Se ha realizado este análisis por ser uno de los más empleados, debido a que sus ventajas son muy numerosas, se

ñalando sencillamente que nos permite tener garantía y seguridad en lo que respecta a la posición e inclinación de los conos y además reduce el tiempo de puesta en tensión, puesto que, a partir del momento en que se ha colado el hormigón de la viga, el hormigón de las placas ya está en endurecido, evitándonos la placa de apoyo, el encofrado en los testeros de la viga.

El zunchado posterior de los conos debe efectuarse debido a que el hormigón situado en las proximidades de éste y especialmente el situado inmediatamente detrás, está sometido a esfuerzos considerables, cuyo máximo se produce en el momento de tensado, en un tiempo en el cual el hormigón de la viga está relativamente todavía fresco; por tanto, conviene tener especial cuidado en el colado de estas partes de la obra, así como el de vigilar el vaciado y acomodamiento del mismo; se indica a continuación dos formas como se puede preveer el zunchado:



Generalmente se presentan problemas en el anclaje de los conos de los cables levantados; además del anclaje señalado, indicaremos otros que, en ocasiones, es indispensable realizar con el objeto de facilitar las operaciones de tensado y entre los principales tenemos:

- Colocando en la extremidad del cable un anclaje común - por medio de conos macho y hembra, haciendo el bloqueo

de los alambres de antemano. El cable se coloca entonces en su lugar en el encofrado con su anclaje bloqueado, cuidando de que en las operaciones siguientes no haya desbloqueo ni desorganización del anclaje.

- Por medio de un enrollado de los hilos o alambres sobre un mandril cilíndrico que se apoya sobre el cono hembra corriente, por medio de platinas de acero.
- Por adherencia, ahogando los extremos de los alambres en el concreto luego de haberlos curvado de acuerdo con el trazado determinado por el cálculo.

2) Métodos de tensado

Estos métodos pueden clasificarse -
bajo 2 grupos:

- Preesforzado mecánico, por medio de gatos hidráulicos; y,
- Preesforzado eléctrico, por aplicación de calor.

- Preesforzado mecánico

Es el método más común, tanto en aplicación del pretensado como en el postensado. Generalmente se usan gatos hidráulicos debido a su alta capacidad y a la fuerza relativamente pequeña requerida para aplicar la presión; ocasionalmente se utilizan gatos de tornillo, cuando la fuerza que se va a ejercer no es mayor de 5 Ton; las palancas pueden resultar convenientes cuando se van a tensar alambres muy pequeña o se hace el tensado individualmente.

Cuando se emplean gatos hidráulicos, se accionan uno o dos émbolos por una unidad de bombeo con una válvula

de control en el circuito de los tubos; la capacidad de los gatos varía desde cerca de 3 Ton hasta 100 Ton o más, recomendando tener para el tensado gatos de una capacidad de por lo menos 60 Ton como mínimo, dependiendo, en todo caso, de la importancia de las tensiones a ejercer. Si se tienen diseñados cables especiales para obras especiales, es necesario también diseñar gatos especiales para el tensado, indicando que para algunos sistemas de tensado, puede emplearse cualquier gato de suficiente capacidad, siempre que se tenga disponible una mordaza adecuada para el tendón; además se deberá tener cuidado de ver que el gato esté montado apropiadamente en las placas de apoyo en los extremos y que se tenga suficiente espacio en los extremos de tensado para acomodar los gatos.

Como no es posible compilar todos los datos necesarios para diseñar cada sistema de preesforzado, es necesario realizar consultas a representantes de las Compañías dedicadas a la elaboración de elementos de preesforzado. Los sistemas de construcción de los gatos varían desde jalar uno o dos alambres hasta varios cientos de ellos a la vez; el sistema Cliff-Gilbert, en Inglaterra, emplea un pequeño gato de tornillo que pesa cerca de 10 Kg y el cual jala un alambre cada vez y puede manejarse fácilmente. En el sistema Magnel, se efectúa el tensado por medio de un gato hidráulico que estira dos alambres al mismo tiempo por medio de una mordaza temporal de alambre.

El gato de doble acción Freyssinet jala hasta 18 alambres o 12 cables al mismo tiempo; los alambres se acúan alrededor de la caja del gato y son estirados por el pistón principal, el cual reacciona contra el anclaje empostrado; cuando se alcanza la tensión requerida, un pistón

interior empuja un tapón dentro del anclaje para asegurar los cables; la presión en el martillete o pistón principal y en el pistón interior, se deja escapar gradualmente y se quita el gato.

A continuación indicaremos algunas ideas relativas al empleo de los gatos en la práctica, de acuerdo a su funcionamiento:

- Con el objeto de minimizar el escurrimiento plástico en el acero y también reducir las pérdidas por fricción - del preesfuerzo, a veces los tendones son estirados un pequeño porcentaje arriba de su preesfuerzo inicial especificado; este exceso también es necesario por el deslizamiento y compensación en el anclaje al eliminar la presión del gato.
- Cuando los tendones son largos o apreciablemente curvos, se debería poner los gatos en los dos extremos; durante el proceso de colocación de los gatos, se debería correr completamente las cuñas y tuercas de anclaje y asentarse ajustadas moderadamente contra las placas de los extremos; esto puede ayudar a evitar daños serios - en el caso de que se rompiera un alambre, o de una falla inesperada de los gatos; debido a que los manómetros de los gatos están calibrados, ya sea para leer la presión en el pistón o para leer directamente la cantidad de tensión aplicada al tendón, es práctica común - leer el alargamiento del acero y luego chequearlo con las indicaciones del manómetro.
- Cuando se van a tensar varios cables en un miembro, debería tenerse cuidado de jalarlos en el orden apropiado,

para que durante el proceso no resulte una carga excéntrica de cuidado.

- Preesforzado eléctrico

El método eléctrico de preesforzado evita completamente el uso de los gatos, pues el acero se lo alarga al calentarlo con electricidad. Este proceso eléctrico tiene aplicación sólo para el postensado, en donde, como se indicaba, se permite que el hormigón endurezca completamente antes de la aplicación del preesfuerzo. Se emplean varillas lisas de refuerzo, barnizadas con un material termoplástico tal como el azufre o aleaciones con punto de fusión bajo y enterradas en el concreto como varillas de refuerzo ordinario, pero con extremos sobresalientes roscados.

Después que ha fraguado el hormigón, se pasa una corriente eléctrica de bajo voltaje, pero de elevado amperaje a través de las varillas. Cuando las varillas de acero se calientan y se alargan, se aprieta las tuercas de los extremos sobresalientes contra unas planchuelas resistentes; una vez que las varillas se enfríen, se desarrolla el preesfuerzo y se restablece la adherencia por la resolidificación del barniz.

Este método, como se desarrolló originalmente, se intentó para varillas de acero estiradas hasta cerca de 1.970 Kg/cm^2 que requiere una temperatura de 120 grados centígrados. Debido al alto porcentaje de pérdida de preesfuerzo para el acero con un preesfuerzo tan bajo y otros motivos involucrados en el proceso, se ha encontrado que este método es antieconómico para competir con el pre

esforzado que utiliza acero de alta resistencia a la tensión, porque se requeriría una temperatura mucho mayor para la realización de su preesforzado, pudiendo ocasionar dicha temperatura varias complicaciones, inclusive podría dañar algunas de las propiedades físicas del acero de alta resistencia. A pesar de todos estos inconvenientes, - en la URSS este método tiene mucha aplicación, ya sea solo o en combinación con el esforzado mecánico.

1.7. Importancia de la Aplicación del Hormigón Armado y del Hormigón Preesforzado en la Construcción de Puentes

La construcción de puentes es tan antigua como la - humanidad misma, pues siempre el hombre, en su avance evolutivo, ha necesitado de elementos que le permitan comunicarse con los demás integrantes de un sistema determinado; y una parte integrante de esta comunicación, está la construcción de elementos de enlace de vías de comunicación o de salvar grandes depresiones que se encuentran en la naturaleza, y es aquí donde el Puente cumple su finalidad.

Los romanos fueron los que comenzaron a aplicar este concepto de puente, con el uso de los llamados Alquitra-
bes, elementos que eran contruidos con planchas de piedra unidas hasta salvar una depresión requerida. En la edad media, entre los años 1000 y 1500, se comienzan a -
construir puentes con arcos apuntalados, a pesar de la -
pérdida de conocimientos que acumularon los griegos y los romanos, la cual se recobró después del Renacimiento, principalmente con la obra de Leonardo de Vinci, quien es -
prácticamente el iniciador del desarrollo de la teoría de estructuras.

En los siglos XVIII y XIX se producen muchos e importantes avances matemáticos, científicos, materiales y mecánicos en el campo de la Ingeniería de Estructuras, comenzándose a editar códigos, prácticas standar y fórmulas matemáticas apropiadas. La última mitad del siglo XIX se la considera como la "edad de oro" en lo que concierne al desarrollo de la teoría clásica de las estructuras, teniendo gran aplicación la construcción de Puentes de hormigón armado, especialmente en las potencias económicas más desarrolladas, las cuales construyen puentes de todo tipo y forma.

Desde el año de 1900, la época moderna de la Ingeniería de estructuras, ha permitido que la construcción de puentes de hormigón armado mejore, debido a la aplicación de nuevos conceptos de diseño estructural, como también del proceso de construcción, por el desarrollo de materiales estructurales perfeccionados.

En los últimos años, con el inicio de las investigaciones realizadas por Freyssinet en Francia y de Magnel en Bélgica, el desarrollo y proyecto de construcción de puentes de hormigón preesforzado ha tenido un vigoroso y rápido crecimiento.

En lo que respecta a la aplicación de los materiales de construcción en la construcción de puentes, indicaremos que la madera fue el único material de los utilizados por los primitivos constructores; luego, debido a la adaptabilidad del hormigón, la fácil disponibilidad de sus materiales componentes, la facilidad única de moldear su forma para conseguir la resistencia y características funcionales correspondientes, etc, juntamente con el apasio-

namiento potencial de nuevas mejoras y desarrollos no solo en la moderna construcción preesforzada y prefabricada, sino también en la del hormigón armado tradicional; todo esto se combina para hacer del hormigón un poderoso competidor con los demás materiales en gran parte de las estructuras que se preveen para el futuro y dejar a la madera como un material de utilización accesoria durante la construcción de los puentes de hormigón o para construcción de estructuras secundarias y provisionales.

CAPITULO II

ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1. Levantamiento Topográfico

Las condiciones topográficas realizadas para obtener los planos respectivos, fueron efectuadas en circunstancias de que la vía ya estaba construida y, por tanto, el Ministerio de Obras Públicas, había fijado ya la orientación y la ruta por donde debía ir el puente. Por tanto, partiendo de datos suministrados por el Ministerio, ya sea de abscisado y de BM con cotas comprobadas, se procedió a replantear el eje de la vía desde el Km 28 + 480 - hasta el Km 28 + 720. Una vez efectuado este replanteo, se procedió a nivelar el eje, para lo cual se partió con la cota de un BM ubicado en el lado izquierdo del eje del río; para realizar la comprobación de esta nivelación se llegó a comprobar la cota de otro BM ubicado en el otro extremo del río. Se debe indicar que estas cotas son comprobadas.

Luego de tener las cotas de las abscisas del eje de la vía, se procedió a tomar perfiles transversales, con el objeto de obtener las cotas redondas reales para hallar las curvas de nivel, las cuales se tomaron con separación de 2 m debido a que se tiene bastante gradiente -

transversal. La zona que abarcan las curvas de nivel es de alrededor de 100 m, aguas arriba y aguas abajo del eje de la vía.

El trabajo de campo fue realizado con un teodolito - marca Keuffel y un nivel marca Wild.

El dibujo, tanto de la topografía como del perfil longitudinal, está realizado a las siguientes escalas:

Plano topográfico = 1 : 400

Perfil Longitudinal = Horizontal 1 : 400

Vertical 1 : 200

En el perfil longitudinal se indica la razante actual y la razante de proyecto, además las cotas de máximas y mínimas crecidas, cuyo cálculo se lo realiza en el estudio hidrológico respectivo.

Se adjunta a continuación los perfiles transversales, tomados con clinómetro y reglas.

				Eje			
8.30	7.30	6.2	5.20	28 + 480	6.00	19.50	21.00
80.0	78.0	76.0	74.88	274.68	74.78	74.88	72.0
					27.0	30.0	33.0
					70.0	68.0	66.0
					36.0	38.7	41.7
					64.0	62.0	60.0
					41.7	65.7	
					60.0	59.0	
8.70	7.70	6.70	5.40	28 + 490	9.00	22.5	24.4
80.0	78.0	76.0	74.23	273.93	74.0	73.5	72.0
					27.3	30.0	33.1
					70.0	68.0	66.0
					36.1	39.1	41.9
					64.0	62.0	60.0
					61.1	rfo	
					58.0		
9.90	8.90	7.90	6.00	28 + 500	9.00	32.2	25.5
80.0	78.0	76.0	74.15	273.05	73.1	73.4	72.0
					28.5	31.5	34.5
					70.0	68.0	66.0
					37.3	40.0	55.0
					64.0	62.0	60.0
					72.4	rfo	
					58.5		
12.7	11.70	8.70	5.40	28 + 510	9.00	22.4	23.4
80.0	78.0	76.0	74.0	272.11	72.4	72.8	72.0
		14.7	13.7		26.4	29.4	32.4
		84.0	82.0		70.0	68.0	66.0
					35.4	38.0	40.5
					64.0	62.0	60.0
					74.6	76.1	rfo
					58.0	57.7	
9.80	8.80	7.80	6.80	28+522	9.00	20.0	24.9
80.0	78.0	76.0	74.0	271.45	71.5	72.0	70.0
					27.6	30.6	33.6
					68.0	66.0	64.0
					36.6	39.4	75.4
					62.0	60.0	58.0
					rfo		

				Eje			
27.9	24.9	20.0	1.00	28+663.71	1.50	11.5	12.6
64.0	66.0	68.0	70.0	270.76	72.0	74.0	76.0
corta a	38.7	36.7	33.2		13.6	14.7	15.7
río	58.0	60.0	62.0		78.0	80.0	82.0
					16.7		
					84.0		
38.8	35.8	29.2	26.4	28 + 670	2.30	9.40	12.0
62.0	64.0	66.0	68.0	269.29	70.0	72.0	74.0
río	47.0	45.0	42.0		13.1	14.1	
	57.3	58.0	60.0		76.0	78.0	
42.9	39.9	36.9	30.0	28+683.72	9.20	10.9	12.0
62.0	64.0	66.0	68.0	269.12	70.0	72.0	74.0
	río	48.4	45.4		13.1	14.1	16.0
		58.3	60.0		76.0	78.0	80.0
					17.1	18.1	
					82.0	84.0	
46.4	43.7	41.2	3.90	28 + 690	9.30	11.5	12.5
64.0	66.0	68.0	69.4	269.02	70.0	72.0	74.0
río	54.8	51.8	49.4		13.5	14.6	15.6
	58.0	60.0	62.0		76.0	78.0	80.0
					16.6	17.6	
					82.0	84.0	
43.6	40.6	38.0	35.0	28 + 700	8.70	10.9	11.9
62.0	64.0	66.0	68.0	268.78	70.0	72.0	74.0
	río	49.0	46.0		12.9	13.9	14.9
		58.0	60.0		76.0	78.0	80.0
					15.9	16.9	
					82.0	84.0	
38.2	35.4	32.4	24.0	28+710.92	9.50	10.5	11.5
62.0	64.0	66.0	68.0	268.74	70.0	72.0	74.0
	río	44.2	41.2		12.5	13.5	14.5
		58.0	60.0		76.0	78.0	80.0
					15.5	16.5	
					82.0	84.0	
				28 + 720			
				268.88			

Nota: La cota del BM del lado izquierdo del eje del río es 272.028.

La cota del BM del lado derecho del eje del río es 273.453.

2.2. Régimen de Curso de Agua

El río Catamayo nace en las estribaciones de la parte alta del Austro de nuestro país, siendo eminentemente un río de montaña; concurren a depositar sus caudales los ríos: Vilcabamba, Malacatos, Guayabal, Playas, Tangula y además el canal Arenal, entre los principales; además diferentes quebradas con caudales mínimos.

Debido a la gran peligrosidad que este río conlleva, por no tener en este sector precipitaciones de agua definidas en todo el año, se ha realizado un análisis hidrológico desde el año 1964 hasta el 1974, observando características principales de caudal, niveles de estiaje, niveles de crecidas máximas, obteniendo hidrogramas de crecidas, curvas de duración general, todo esto basados en datos de caudales medios normales tomados a través de los años en mención. Por no haber estaciones hidrológicas cercanas al sector de estudio del puente en mención, se ha tomado los datos correspondientes a la estación ubicada en el Puente Boquerón, en la cual se conoce a este río con el nombre de río Arenal. Este análisis está incluido a continuación.

El río Catamayo corresponde a la hoya del río Chira, siendo la superficie de esta cuenca hidrográfica de 7.100 Km².

Debido a la gran variación de las precipitaciones producidas y que incrementan el caudal de este río, no se puede definir con exactitud el tiempo en el cual se producen las avenidas máximas, así como la duración de las mismas, pero con la ayuda de las curvas de hidrogramas de crecidas se logra ubicar el tiempo y la duración de estas

avenidas. El río en crecidas ordinarias arrastra gran cantidad de material, ya sea de origen orgánico o de origen inorgánico, especialmente material pétreo de granulometría gruesa, en su mayoría cantos rodados, debido al gran desgaste que sufren en toda su trayectoria.

Con el objeto de obtener caudales con criterio de aplicación para el cálculo de los caudales máximos de crecida, se han utilizado diferentes fórmulas de cálculo, llegando a escoger las fórmulas dadas por Kuickling por ser las más exactas. A continuación obtendremos los caudales aplicando diferentes fórmulas:

Según Dickens: $Q(\text{m}^3/\text{seg}) = 6.9 \times S^{3/4}$

S = Superficie de la cuenca dada en Km^2

Tendremos: $Q = 6.9 \times 7.100^{3/4} = 5.336,9 \text{ m}^3/\text{seg}$

$Q = 5.336,9 \text{ m}^3/\text{seg}.$

Según Forti: $Q(\text{m}^3/\text{seg}/\text{Km}^2) = 3.25 \frac{500}{S + 125} + 0.5$

Esto es para lluvia máxima de 24 horas con 400 mm de altura.

$$Q(\text{m}^3/\text{seg}/\text{Km}^2) = 3.25 \left(\frac{500}{7.100 + 125} \right) + 0.50$$

$$Q = 0.72 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{Km}^2$$

$$Q(\text{m}^3/\text{seg}) = 0.72 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{Km}^2 \times 7.100 \text{ Km}^2$$

$$= 5.146,89 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = 5.146,89 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

Según Gutmann: $Q(\text{m}^3/\text{seg}) = S \times \frac{2.832}{96 + S}$

$$Q = 7.100 \times \frac{2.832}{7.100 + 96} = 2.794,22 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = 2.794,22 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Según Kuickling, considera el cálculo del caudal en dos fases:

- En Crecidas Ordinarias:

$$Q(\text{m}^3/\text{seg}) = S \left(\frac{1.246}{S + 440} + 0.22 \right)$$

$$\begin{aligned} Q &= 7.100 \left(\frac{1.246}{7.100 + 440} + 0.22 \right) \\ &= 2.735,29 \text{ m}^3/\text{seg} \\ Q &= 2.735,29 \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

- En Crecidas Extraordinarias:

$$Q(\text{m}^3/\text{seg}) = S \left(\frac{3.596}{S + 958} + 0.08 \right)$$

$$\begin{aligned} Q &= 7.100 \left(\frac{3.596}{7.100 + 958} + 0.08 \right) \\ &= 3.736,48 \text{ m}^3/\text{seg} \\ Q &= 3.736,48 \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

Adoptamos los valores reducidos de las fórmulas dadas por Kuickling, o sea, caudales máximos y mínimos.

Si encontramos el área transversal del sector por donde va a ir el puente, ésta área es igual a $1.135,65 \text{ m}^2$; podemos deducir la velocidad en este sector.

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{3.736,48}{1.135,65} \\ &= 3.29 \text{ m/seg Crecida Extraordinaria} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{2.735,29}{1.135,65} \\ &= 2.41 \text{ m/seg Crecida Ordinaria} \end{aligned}$$

Considerando que el paso de la avenida se hace en un segundo, obtenemos las alturas respectivas para el paso de esta velocidad con estos caudales de agua, tendremos:

$$h = V.t$$

$$h = 3.29 \text{ m/seg} \times 1 \text{ seg}$$

$$h = 3.29 \text{ m} \quad \text{Extraordinaria}$$

$$h = 2.41 \text{ m/seg} \times 1 \text{ seg}$$

$$h = 2.41 \text{ m} \quad \text{Ordinaria}$$

Las cotas definitivas de los niveles de mínima creciente, crecientes ordinarias y extraordinarias se representan en el perfil longitudinal respectivo.

Si comparamos la altura de crecida ordinaria calculada por las fórmulas con la dada en los respectivos hidrogramas de crecidas, podemos notar una gran similitud, especialmente para los años de 1964 y 1970.

El cálculo de estas alturas es realizado para un período de avenidas iguales de 50 años.

LISTA DE AFOROS

ESTACION DEL RIO ARENAL EN PUENTE BOQUERON

Aforo No	Fecha	h (m)	Q m ³ /seg	A m ²	Vm m/s	b m	Observa- ciones
1	07-Oct-64	1.042	5.40	10.64	0.51	24.60	
2	15-Feb-64	1.490	27.0	23.70	1.14	30.00	
3	30-Abr-64	1.320	20.1	17.30	1.17	30.00	
4	27-Jun-64	1.245	17.8	18.48	0.96	29.00	
5	30-Ago-64	1.095	11.8	14.80	0.80	28.40	
6	02-Sep-64	1.115	14.2	16.40	0.87	28.50	
7	17-Nov-64	1.155	12.9	15.77	0.82	30.00	
8	18-Dic-64	1.140	11.3	15.77	0.72	30.00	
9	02-Feb-65	1.185	13.3	16.52	0.81	29.80	
10	19-May-65	1.385	35.2	23.50	1.50	30.50	
11	21-Jul-65	1.610	67.6	33.30	2.03	31.30	
12	16-Sep-65	1.060	14.7	18.00	0.82	29.00	
13	27-Oct-65	0.950	9.16	14.20	0.65	28.50	
14	19-Dic-65	0.980	8.87	13.54	0.66	28.50	
15	20-Abr-66	1.150	22.6	21.52	1.05	29.00	
16	22-Jun-66	0.950	9.72	15.74	0.62	28.00	
17	06-Sep-66	0.850	4.93	12.86	0.38	27.50	
18	28-May-67	0.960	13.8	15.02	0.92	29.00	
19	24-Jul-67	1.340	40.1	23.02	1.74	29.90	
20	13-Nov-69	0.920	9.32	10.76	0.87	28.85	
21	12-Dic-69	1.380	20.6	15.82	1.30	29.20	
22	30-Mar-70	1.340	36.7	24.21	1.52	30.60	
23	27-Jun-70	1.195	31.8	20.04	1.59	29.80	
24	30-Jun-70	1.030	20.6	15.54	1.33		
25	02-Jul-70	0.970	16.6	14.38	1.15	29.40	
26	09-Jul-70	0.995	18.7	14.90	1.25	29.70	
27	09-Feb-61	1.560	72.0	34.20	2.11	31.80	
28	31-Feb-71	1.780	84.9	38.85	2.18	32.50	
29	05-Mar-71	1.250	34.8	22.74	1.52	30.79	
30	07-Mar-71	1.200	29.6	20.29	1.45	30.10	
31	16-Abr-71	1.310	41.4	19.71	2.10	30.50	
32	21-Abr-71	1.180	36.3	20.43	1.77	30.29	
33	22-Abr-71	1.200	34.2	20.28	1.68	29.90	
34	29-May-71	1.280	45.6	24.41	1.88	30.50	
35	07-Jun-71	1.040	21.5	15.65	1.38	29.30	
36	08-Jun-71	1.147	28.4	18.30	1.55	29.90	
37	09-Jun-71	1.220	105.3	54.31	1.93	32.30	
38	13-Sep-71	1.000	18.7	16.16	1.15	29.00	
39	16-Sep-71	0.990	13.5	14.30	0.94	29.29	
40	18-Abr-72	1.080	36.6	20.68	1.77	30.50	

Aforo No	Fecha	h (m)	Q m ³ /seg	A m ²	Vm m/s	b m	Observa- ciones
41	21-Abr-72	1.090	40.3	22.17	1.81	30.00	
42	15-Ene-73	1.080	15.8	14.12	1.12	29.30	
43	19-Ene-73	1.025	17.8	14.88	1.20	29.50	
44	17-Ene-73	1.340	25.7	17.36	1.48	30.20	
45	04-Abr-73	0.863	35.1	18.53	1.89	29.40	
46	04-Abr-73	0.870	34.7	18.83	1.85	29.40	
47	07-Abr-73	1.000	49.6	22.45	2.21	28.80	
48	05-May-73	0.810	21.0	13.50	1.55	23.00	
49	14-May-73	1.020	51.1	26.00	1.97	29.80	
50	14-May-73	1.000	43.81	23.19	1.90	29.80	
51	28-Ago-73	0.880	16.9	14.46	1.16	30.00	

ESTACION DEL RIO GUAYABAL DESPUES DE MONTERREY

1	17-Nov-64	0.235	0.700	2.400	0.292	9.00	
2	18-Dic-64	0.175	0.322	0.535	0.602	4.60	
3	28-Mar-65	0.260	0.560	0.600	0.934	5.00	
4	26-Abr-65	0.325	1.280	1.050	1.220	6.20	
5	15-May-65	0.460	3.040	2.900	1.049	10.0	
6	21-Jul-65	0.520	3.560	3.560	1.000	12.0	
7	18-Sep-65	0.200	0.337	0.895	0.377	5.50	
8	27-Oct-65	0.280	0.690	1.220	0.566	6.40	
9	10-Dic-65	0.175	0.310	0.420	0.738	4.40	
10	22-Jun-66	0.160	0.340	0.819	0.416	3.50	
11	06-Sep-66	0.205	0.400	0.983	0.407	4.20	
12	28-May-67	0.265	0.800	1.560	0.512	4.50	
13	27-Jun-70	0.390	2.440	2.295	1.060	6.70	
14	30-Jun-70	0.340	1.744	1.969	0.886	6.50	

LISTA DE AFOROS
ESTACION DEL CANAL ARENAL

Aforo No	Fecha	h (m)	Q m ³ /seg	A m ²	Vm m/s	b m	Observa- ciones
1	07-Oct-63		0.375	0.575	0.042	1.16	
2	15-Feb-64	0.880	0.599	1.210	0.453	2.20	
3	30-Abr-64	0.690	0.071	0.472	0.150	2.20	
4	27-May-64	0.680	0.228	0.490	0.466	2.10	
5	30-Ago-64	0.775	0.336	0.718	0.467	2.10	
6	02-Sep-64	0.690	0.428	0.574	0.745	1.50	
7	17-Nov-64	0.450	0.336	0.868	0.222	1.50	
8	18-Dic-64	0.895	0.361	0.944	0.385	1.44	
9	02-Feb-65	0.845	0.229	0.678	0.343	1.46	
10	27-Abr-65	0.625	0.158	0.462	0.342	1.46	
11	18-May-65	0.775	0.276	0.652	0.424	1.46	
12	21-Ago-65	1.000	0.790	0.860	0.919	1.45	
13	22-Jul-65	0.970	0.690	0.824	0.837	1.45	
14	16-Sep-65	0.900	0.584	0.680	0.860	1.46	
15	27-Oct-65	0.780	0.456	0.538	0.863	1.46	
16	19-Dic-65	0.875	0.440	0.589	0.754	1.46	
17	23-Jun-66	0.940	0.520	0.863	0.601	1.50	
18	06-Sep-66	0.560	0.410	0.970	0.423	1.50	
19	28-May-67	0.800	0.362	0.806	0.450	1.46	
20	24-Jul-69	0.960	0.731	0.956	0.763	1.54	
21	13-Nov-69	0.870	0.422	0.860	0.490	1.46	
22	27-Jun-70	0.890	0.513	0.896	0.572	1.46	
23	30-Jun-70	0.790	0.363	0.720	0.504	1.46	
24	02-Jul-70	0.920	0.538	0.884	0.609	1.46	
25	09-Jul-70	0.915	0.534	0.912	0.585	1.46	
26	07-Feb-71	0.840	0.075	0.349	0.214	1.50	
27	09-Feb-71	0.945	0.280	0.601	0.460	1.50	
28	20-Feb-71	1.040	0.317	0.635	0.500	1.50	
29	21-Feb-71	0.980	0.240	0.555	0.430	1.50	
30	05-Mar-71	0.900	0.367	0.690	0.530	1.50	
31	07-Mar-71	0.860	0.319	0.649	0.419	1.50	
32	16-Sep-71	0.620	0.182	0.720	0.250	1.50	
33	15-Ene-73	0.800	0.342	0.783	0.426	1.95	
34	19-Ene-73	0.880	0.564	1.123	0.502	2.30	
35	03-Feb-73	0.710	0.117	0.475	0.246	1.95	
36	17-Feb-73	0.780	0.251	0.964	0.260	2.30	
37	25-Sep-74	0.680	1.425	1.046	1.362	1.55	

2.3. Estudio de suelos

La cimentación de toda obra precisa del conocimiento de la naturaleza del subsuelo, debido a que el proyectista de una estructura debe conocer las propiedades físicas de los materiales con los que va a trabajar; así, un proyectista de estructuras de acero no puede empezar su trabajo sin antes conocer las propiedades físicas del acero que va a emplear; igual el proyectista de hormigón Armado, el cual debe conocer las propiedades físicas del acero y del hormigón; y, ambos, terminan frecuentemente su trabajo sin tener datos cuantitativos del material que soportarán esas estructuras, o sea, la tierra.

Por tanto, se define que el suelo y las formaciones de roca son parte integrante principal del diseño de las estructuras, indicando que mientras se puede regular el carácter de los materiales hechos por el hombre para que se adapten a sus necesidades, el control que se tiene sobre el carácter del suelo y de las masas de roca es mínimo; apreciando y definiendo - "que siempre habrá algún riesgo debido a condiciones desconocidas" y, que aunque pueden reducirse al mínimo mediante investigaciones, nunca se pueden eliminar estos riesgos.

Se debe realizar un programa de investigación, el cual nos proporcione los siguientes datos:

- Naturaleza del depósito geológico.
- Muestras inalteradas de las capas características.
- Situación del agua subterránea y de la capa freática.
- Propiedades ingenieriles de los estratos del suelo y de roca que afecten al comportamiento de la estructura.

A partir de estas consideraciones generales, hemos realizado el estudio del suelo de cimentación existente en el lugar de ubicación del puente en estudio.

a. Investigación Geológica .- Partiendo de estudios realizados anteriormente por geólogos nacionales, observamos - que la formación geológica es uniforme a lo largo del río Catamayo, teniendo una formación Vulcano Sedimentaria Andesítica con representantes litológicos del tipo de Diabasas y porfiritas, - encontrándose en este sector una formación ignea de rocas indiferenciadas (granitos, granodioritas, tonalitas, dioritas, etc).

El material descrito se encuentra en una fase avanzada de intemperización, encontrándose suelos jóvenes de origen residual, así como de acarreo fluvial; por inspección del lugar se observa afloramiento de rocas y áreas de boleó, que indican la presencia de estratos rocosos resistentes y uniformes.

b. Suelo de Fundación. Nivel de Cimentación .-

Una vez analizada la naturaleza del depósito geológico se procedió a tomar diferentes muestras de suelo existente en - el sector, para ensayar en laboratorio. El método de sondeo fué el de excavar pozos con excavadora y a mano, en donde las condiciones permitían, y usando barrenas con utilización de un Tray-Drill, en donde aumentaba la resistencia de la roca.

Luego de analizar la plasticidad y demás características de las diferentes muestras, se definió que el suelo de fundación que se tiene presenta una carga admisible de 8 kg/cm^2 ; característica que presenta un suelo clasificado según el Código de New York, como Roca Suave.

A partir de las excavaciones de los pozos, se pudo determinar además la cota de cimentación, siendo la $N = 253,80$ según el perfil longitudinal presentado anteriormente.

Como resumen importante en lo que respecta al análisis de suelos analizado tenemos los siguientes datos:

- El suelo de fundación presenta uniformidad en el sector de -

ubicación del puente, no habiendo variaciones considerables en las diferentes capas que constituyen este estrato rocoso.

- La cota de cimentación se la determinó observando que el nivel freático es igual en toda la zona.
- Obteniéndose como resultado, que las propiedades ingenieriles de los estratos de roca que afectarán al comportamiento de la estructura son bien marcados, no existiendo dificultades de carácter técnico ni geológico.

2.4. Materiales disponibles en la zona

A continuación indicaremos algunos de los materiales de construcción que se encuentran en la zona:

- a. El material grueso (piedra y cantos rodados) tiene condiciones de resistencia aceptable para su empleo en hormigón ciclópeo.
- b. Las condiciones del material intermedio (grava y gravilla) son recomendables para su empleo en la elaboración de hormigones de alta resistencia, tal como lo demuestra el ensayo de granulometría.
- c. Debido a que en el lugar de ubicación del puente no existe material fino (arena) que permita la obtención de hormigones de alta resistencia, se tomaron muestras de este material en el sector de ubicación del Puente Internacional de Macará, situado a 29 Km. del sector; el cual de acuerdo al ensayo de análisis granulométrico presenta condiciones aceptables.
- d. Existe en esta zona, madera de resistencia suficiente como para el empleo de la misma en encofrados, o para la construcción de la cercha respectiva.

Todos los ensayos efectuados fueron realizados en los laboratorios del Ministerio de Obras Públicas, siguiendo las prescripciones de esta entidad.

CAPITULO III

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE

3.1. Análisis de Cargas y sobrecargas

Al proyectar una estructura tenemos la actuación de diferentes tipos de cargas y sobrecargas; básicamente las características de estas están definidas en especificaciones standard y normas de construcción existentes en cada país. Para el diseño de puentes de carretera, se considera la actuación de dos tipos diferentes de carga: carga fija o concarga, y, la sobrecarga producida por el paso de las cargas móviles.

a. Cargas fijas o concargas. - Las cargas fijas que actúan sobre una estructura constan del peso propio de la misma y de todas las demás cargas inmóviles constantes en magnitud y asignadas permanentemente en la misma. Si consideramos la actuación de estas cargas en el diseño de un puente, debemos hacer una diferenciación entre la concepción de carga fija y carga permanente.

La carga fija constituye el peso propio del concreto de una estructura componente del puente, tales como las vigas o pórticos principales, los sistemas de tablero, la losa de calzada, etc. mientras que en las cargas permanentes están comprendidas todas aquellas que actúan permanentemente sobre el puente y que no pertenecen al peso propio del concreto, tales como el peso del asfalto, los tubos de desagüe, las barandas, etc.

Debido a que hay que conocer la carga fija que actúa sobre un elemento para poder proyectarlo, habrá que seguir un orden

tal que el peso de cada elemento proyectado sea una parte de la carga fija soportada por el siguiente a proyectar. En un puente ,primero se proyecta la losa de pavimento,- después las vigas de tablero que llevan la carga de los largeros a las vigas principales o pórticos,y finalmente las vigas o pórticos principales;indicando,que en todo - caso,se respetará el orden seguido por el proyectista.

Hay que recalcar que la hipótesis original de pesos es - solo de tanteo,puesto que después de proyectada la es- - tructura,hay que calcular exactamente su peso real,y se revisará,si es necesario,el análisis de las tensiones y dimensionamiento de las secciones.Para calcular las car- gas fijas,lo que se hace generalmente es fijar las dimen- siones de la estructura y por medio de los pesos unitari- os de los materiales,obtener la carga fija.

- b. Sobrecargas. - Al contraste con las cargas fijas,que per- manecen tanto en magnitud como en posición,se debe consi- derar sobrecargas que puedan variar en emplazamiento.

Se pueden diferenciar dos tipos de sobrecargas: las pro- ducidas por cargas movibles y las producidas por cargas móviles. Cargas movibles son las que pueden cambiarse - de una posición a otra en una estructura,se aplican gra- dualmente y sin impacto.Las cargas móviles son las que se mueven por su propia energía,tales como un tren o una se- rie de camiones,se aplican en general,rápidamente y ejer- cen un efecto de impacto sobre la estructura;a este tipo de sobrecargas corresponden las que actúan sobre un puen- te de carretera.

La sobrecarga para puentes de carretera será entonces el paso de las cargas móviles de los vehículos y el de los - peatones.Realmente el tráfico por un puente de carretera

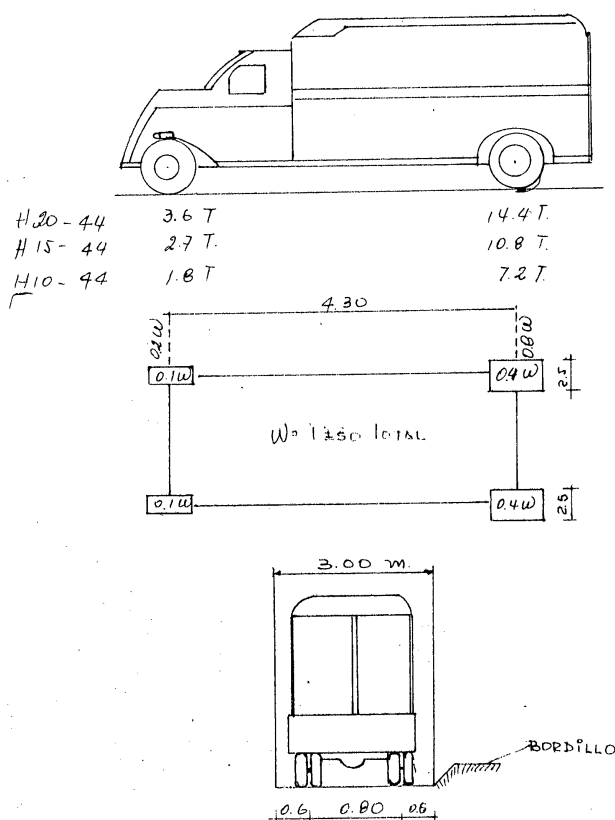
constará de una multitud de tipos diferentes de vehículos; sin embargo, se proyecta para trenes de carga standard. Cada país, de acuerdo a sus condiciones técnicas posee un tren de camiones standard; en el nuestro, se aceptan las características de los trenes de carga de la American Association of State Highway Officials (AASHO).

Las sobrecargas que prescribe la AASHO están integradas por unos trenes de carga teóricamente normalizados, o por sobrecargas que remplazan al conjunto de trenes de carga. Se prevén en dos tipos de carga:

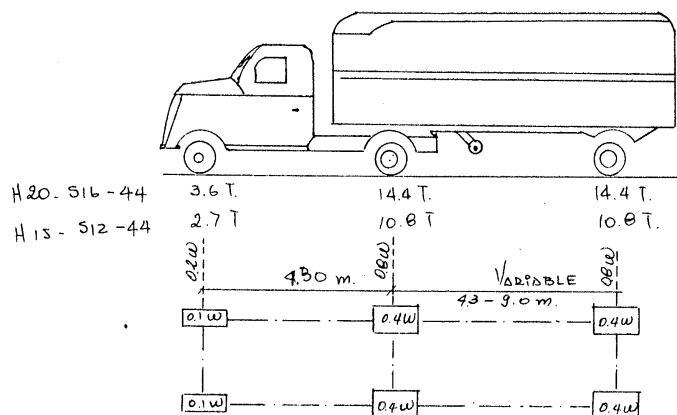
- Las cargas designadas por la letra H.
- Las cargas designadas con las letras HS siendo éstas más pesadas que las anteriores.

Mediante los siguientes esquemas representaremos los trenes de carga tipo:

a. Trenes normalizados de la carga Tipo H.



b. Trenes Normalizados de la Carga Tipo HS



Según la apreciación de estos esquemas se define:

- La cifra que figura en la designación representa el peso total en toneladas del camión o tractor, dividiéndose este peso entre sus ejes.
- Para las cargas HS se considera un semiremolque original cuya carga en el eje tracero sea igual a la carga en el eje tracero del tractor.

Cuando se diseñan puentes de grandes luces, se suele substituir los trenes de carga con sobrecargas virtuales uniformes, las cuales se deberán emplear en el caso en que se compruebe que dan esfuerzos superiores a los producidos por el correspondiente tren de carga. Estas sobrecargas virtuales equivalentes a los trenes de carga son las siguientes:

Carga Concentrada $\begin{cases} 8,1 \text{ ton. para Momentos flectores} \\ 11,7 \text{ ton. para Esfuerzos cortantes} \end{cases}$

Sobrecarga uniforme 0,95 ton/m. de banda de circulación cargada.

H 20 - 44 Tren de Carga

H 20 - S 16 - 44 Tren de Carga

Carga Concentrada $\left\{ \begin{array}{l} 6,1 \text{ ton. para Momentos Flectores.} \\ 8,8 \text{ ton. para Esfuerzos Cortantes.} \end{array} \right.$

Sobrecarga uniforme 0,71 ton/m. de banda de circulación cargada.

H 15 - 44 . Tren de carga.

H 15 - S 12 - 44 . Tren de carga.

La zona de actuación de las cargas se define por:

- En los tableros, en que la separación de los elementos resistentes principales de la estructura excede de 3 m. y estén formados aquellos por una losa de hormigón armado o por un entramado metálico, se considerará que la sobrecarga equivalente o el tren de cargas normalizado ocupará una anchura de 3 m. Para el dimensionamiento se tendrá en cuenta la posición de la sobrecarga dentro de su banda de circulación que de lugar a los máximos esfuerzos. La anchura de las zonas de actuación de las cargas móviles se determinará por medio de la fórmula: $W = \frac{W_c}{N}$, en la que:

W_c = Anchura de la calzada, entre los bordillos de aceras.

N = Número de bandas de circulación, de acuerdo con las cifras detalladas en la siguiente tabla.

W = Anchura de cada banda de circulación.

W_c expresado en m.	N
Anchura comprendida entre 6 y 9 m.	2
Anchura comprendida entre 9 y 12,5 m.	3
Anchura comprendida entre 12,5 y 16 m.	4
Anchura comprendida entre 16 y 20 m.	5

- La sobrecarga uniforme en cada banda de circulación de 3 m. de anchura, o cada uno de los trenes de carga normalizados se tomará como una unidad de carga, de manera que, cuando la anchura de la calzada no contenga un número exacto de veces a la anchura de la banda de circulación, en la zona en exceso

se considerará que no actúa ninguna fracción de la sobrecarga o tren de cargas correspondiente a una banda de circulación.

Efecto de Impacto..- Se aumentarán los esfuerzos debidos a las sobrecargas producidas por el tren de cargas, o por la carga equivalente para tener en cuenta las vibraciones producidas en la estructura y la repentina actuación de las sollicitaciones. El coeficiente de aumento se calcula con la fórmula:

$$I = 1 + \frac{50}{L + 125}, \text{ en donde:}$$

I = coeficiente de Impacto.

L = longitud cargada en metros.

El valor máximo que se considerará como aumento por efecto del impacto será el de 30 %.

Repartición de las cargas transmitidas por las ruedas en las losas de hormigón .- Se analiza la repartición en las losas de hormigón de las cargas transmitidas por las ruedas de los vehículos, y demás aspectos que hay que tener en cuenta en el diseño de las diferentes estructuras de un puente.

1. Luces de Cálculo .- En las losas simplemente apoyadas se considerará como luz de cálculo, la distancia entre los ejes de sus apoyos, o bien la luz libre aumentada en el espesor de la losa, si este valor último resulta menor que el anterior.
2. Distancia al borde de la losa de las cargas debidas a las Ruedas .- Al dimensionar las losas se supondrá que la vertical que contiene a la línea de acción de la carga producida por cada rueda exterior dista 30 cm. del bordillo de la acera más próxima.
3. Momentos Flectores .- Los momentos flectores por metro de anchura de la losa se calcularán a partir de 3 condiciones:
 - a. La armadura principal es perpendicular a la dirección del tráfico; a continuación indicamos las fórmulas:

Para ejes sencillos y luces entre 0,6 y 2 m.

$$E = 0,6 S + 0,75$$

$$\text{Tramos simplemente apoyados : } M = + 0,25 \frac{P.S}{E}$$

$$\text{Tramos continuos : } M = \pm 0,20 \frac{P.S}{E}$$

Para luces superiores a 2 m.

$$E = 0,4 S + 1,125$$

Iguales fórmulas para los momentos.

b. La armadura principal es paralela a la dirección del tráfico. cuyas fórmulas son:

Para luces comprendidas entre 0,6 y 3,5 m.

$$E = 0,175 S + 0,96$$

$$\text{Tramos simplemente apoyados : } M = + 0,25 \frac{P.S}{E}$$

$$\text{Tramos continuos : } M = \pm 0,20 \frac{P.S}{E}$$

c. La armadura principal es paralela a la dirección del tráfico, pero con luces superiores a 3,5 m.

$$E = \frac{3N + W}{4N}$$

Aquí se consideran sobrecargas equivalentes:

$$\text{- Carga uniforme} = \frac{NQ}{0,5W + 5N} \text{ por metro cuadrado de losa}$$

$$\text{- Carga concentrada} = \frac{NP'}{0,5W + 5N} \text{ por metro de anchura.}$$

con los siguientes significados:

E = Anchura de la zona de la losa sobre la cual se distribuye el efecto debido a la carga de una rueda.m.

S = Luz de cálculo en m.

N = Número de bandas de circulación.

M = Momento flector por metro de anchura de la losa.

Q = Sobrecarga uniforme por metro lineal en cada banda.

P = Carga producida por una rueda de un eje sencillo.

P' = Carga concentrada en una banda de circulación.

4. Vigas de Borde (en sentido longitudinal)..- Se deberán cons-

truir vigas de borde en todas las losas cuya armadura principal sea paralela a la dirección del tráfico. Se proyectarán de forma que puedan resistir un momento originado por la sobrecarga igual a $0,10 P.S$; en donde, P = carga producida por una rueda y el valor de S = luz de tramo.

5. Armadura de Reparto .- Perpendicularmente a la armadura principal habrá que disponer en todas las losas una armadura de reparto con objeto de que contribuya a la distribución de las cargas concentradas móviles en sentido transversal, salvo en los casos en los que dicha armadura no sea necesaria, como ocurre en las alcantarillas o en las losas de los puentes por existir sobre ellas un relleno cuyo espesor exceda de 60 cm. La sección de dicha armadura se obtiene tomando el siguiente tanto por ciento de la sección de acero necesaria para resistir el máximo momento positivo:

Tanto por ciento = $\frac{55}{\sqrt{S}}$, siempre menor que el 50 %

6. Esfuerzos Cortantes y de Adherencia en las losas.- Las losas dimensionadas de forma que puedan resistir los momentos flectores detallados en las fórmulas anteriores se considera que son satisfactorias en relación con los esfuerzos de adherencia y cortantes.

Consideraciones analizadas en el diseño Estructural del Puente en Estudio .-

Partiendo del análisis general realizado anteriormente, y, considerando la factibilidad de diseño, se ha realizado el cálculo y diseño para dos tipos de estructuras:

- Cálculo y diseño del puente con hormigón armado; para lo cual se optó por una estructura con dos arcos empotrados, los cuales sostienen el tablero que es intermedio.
- Cálculo y diseño del puente con hormigón preesforzado; estructura isostática simplemente apoyada con vigas postenzadas.

3.2. Cálculo y Diseño del Puente con Hormigón Armado.

Datos:

Estructura: Arco Parabólico empotrado.

Calzada neta de circulación = 7,3 m.

Aceras de 60 cm. = 1.20 m.

Ancho total del puente = 8.5 m.

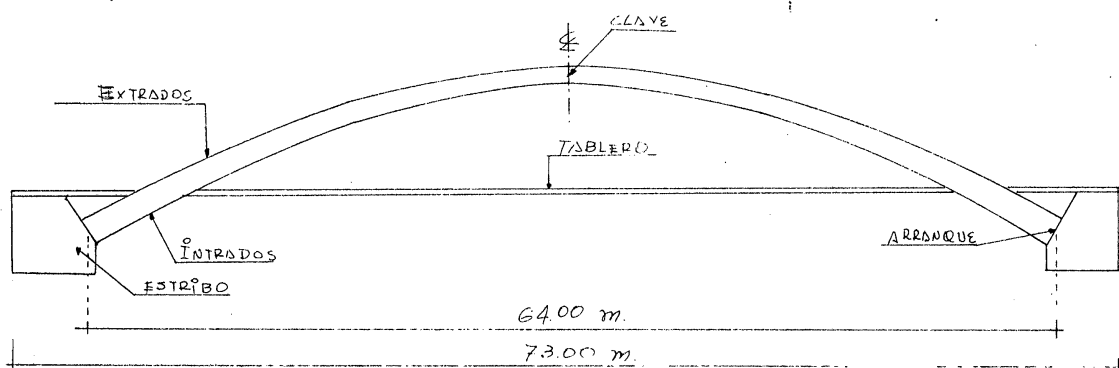
Luz de cálculo de arco = 64 m.

Nervios longitudinales en sección en T.

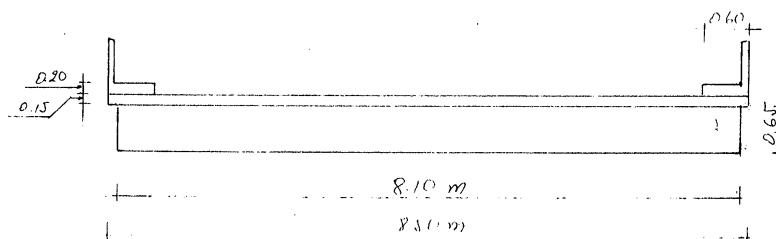
Carga de convoy H20 - S16 - 44

Resistencia a la ruptura del hormigón = 210 kg/cm^2

Corte Longitudinal



Corte Transversal



a. Diseño de la Losa de Tráfico.-

Se trata de una losa continua armada perpendicularmente al tránsito; empleamos las especificaciones dadas por la AASHO.

- Momento por Carga Muerta:

$$\text{peso propio} = (0,15)(1)(2,4) = 0,36 \text{ ton/m.}$$

$$\text{capa de rodadura} = (0,05)(1)(2,4) = 0,12 \text{ ton/m.}$$

$$\text{carga muerta total} = 0,48 \text{ ton/m.}$$

$$\text{Momento por carga muerta} = \frac{p \cdot l^2}{10} = 0,192 \text{ ton.m.} \quad (2.0)^2$$

- Momento por Carga Viva :

$$E = 0,6 S + 2,5 \quad E \text{ en pies.}$$

$$S = (2)(3,28) = 6,56 \text{ pies. menor que 7 pies.}$$

$$E = 6,44 \text{ pies} = 1,96 \text{ m.}$$

$$\text{Coeficiente de impacto} = 1,26$$

$$P = 7,2 \text{ ton. por rueda.}$$

$$\text{Momento por carga viva} = 0,20 \frac{P \cdot S}{E} = 1,85 \text{ ton.m.}$$

- Diseño:

$$\text{Momento total} = M_{cm} + M_{cv} = 2,042 \text{ ton.m.}$$

$$\text{Comprobación de la altura de la losa.} \quad K_2 = 8,927$$

$$h = K_2 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad h = 12,76 \text{ cm.}$$

Adoptamos $h = 15 \text{ cm.}$ con 3 cm. de recubrimiento.

$$\text{Cálculo de la armadura necesaria.} \quad K_3 = 0,876$$

$$d = 12 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{K_3 \cdot M}{d} = 14,91 \text{ cm}^2 \quad \text{colocamos } 8 \text{ } \emptyset 16 \text{ a } 12 \text{ cm.}$$

Armadura de distribución.- Se la coloca sobre la armadura principal inferior, siendo su valor:

$$\% A_s = \frac{55}{\sqrt{S}} = 39,6 \% \text{ de } 14,91 \text{ cm}^2.$$

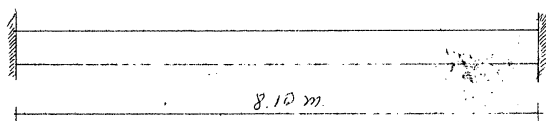
$$A_s = 5,90 \text{ cm}^2 \text{ colocamos } 1 \text{ } \emptyset 12 \text{ a } 20 \text{ cm.}$$

Armadura de temperatura y contracción de fraguado.- Se la coloca en la parte superior bajo la armadura principal:

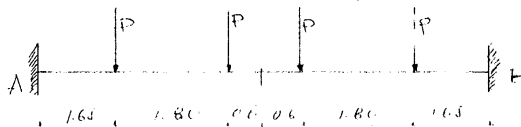
$$A_s = (0,0025)(100)(12) = 3,0 \text{ cm}^2 \text{ colocamos } 1 \text{ } \emptyset 12 \text{ a } 30 \text{ cm.}$$

b. Diseño de los Nervios Longitudinales.-

Colocaremos nervios cada 2 m. en todo lo largo del puente, haciendo participar a la losa de tráfico, teniendo para el diseño una viga en T. Consideramos una viga empotrada en sus extremos:



- a. Momento por carga Viva.- Tenemos la actuación de dos trenes de carga en sentido transversal, el valor de la carga es de 14,4 ton. por eje.



~~2,50~~

Para el cálculo de los momentos de empotramiento perfecto aplicamos la ecuación de los tres momentos o ecuación de Clayperon; de donde resulta: $M = 47,44 \text{ ton.m.}$

- b. Momento por carga Muerta.-

$$b = 1,70 \text{ m.}$$

$$h = 0,80 \text{ m.}$$

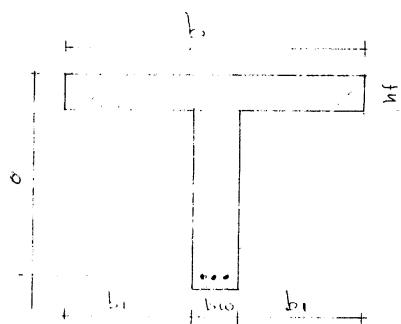
$$hf = 0,15 \text{ m.}$$

$$bw = 0,40 \text{ m.}$$

$$\text{Area de la sección} = 0,53 \text{ m}^2.$$

$$\text{peso propio} = (0,53)(2,4) = 1,272 \text{ ton/m.}$$

$$\text{Momento} = \frac{p \cdot l^2}{12} = 6,95 \text{ ton.m.}$$



- c. Diseño .-

$$\text{Momento total de diseño} = 54,39 \text{ ton.m.}$$

Características de la sección:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad fcd = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f's = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad fsd = 2435 \text{ kg/cm}^2$$

$$Md = 54,39 \times 1,6 = 87,00 \text{ ton.m.}$$

$$d = 0,76 \text{ m.}$$

Como estamos considerando una viga con sección en T, tenemos que considerar los valores de referencia M_o y M_m .

$$M_o = (0,85 fcd)(b)(hf)(d - 0,5 hf)$$

$$\text{Aplicando la fórmula obtenemos } M_o = 207,88 \text{ ton.m.}$$

Como M_d es menor que M_o , indica que la fibra cae en la placa, determinándose la armadura de tracción como si se tratara de una sección rectangular de ancho $b = 1,7 \text{ m.}$ y el valor de la profundidad del eje neutro se determina por la -

fórmula siguiente: $M_d = (0,85 f_{cd})(b)(y)(d - 0,5 y)$, obteniéndose como valor de $y = 6$ cm.

El área de acero requerido es $= \frac{0,85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd}}{f_{sd}} = 49,85 \text{ cm}^2$, obteniendo 6 $\varnothing$ 32 como armadura de tracción.

Por efectos del esfuerzo cortante que se tiene se debe colocar estribos 1 $\varnothing$ 12 a 20 cm. a lo largo de la pieza.

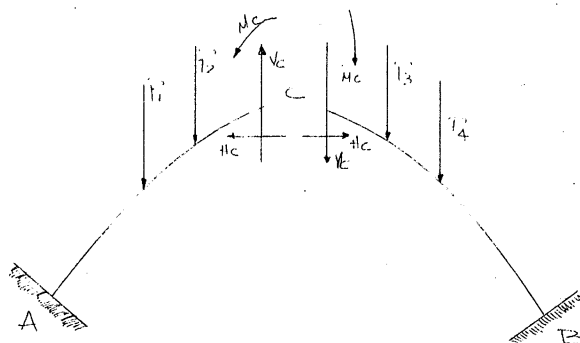
c. Análisis del Arco Empotrado.-

Para este análisis se ha utilizado el método de igualación de deformaciones, tanto para calcular los momentos debidos al peso propio y carga muerta y los debidos a la carga móvil. Para cada caso se han desarrollado las integrales respectivas - procediéndose a señalar las fórmulas de cálculo, considerando al arco como un elemento finito.

Se ha dividido al arco en 20 dovelas, pero debido a la simetría se trabaja con 10; los valores de las coordenadas de los ejes de las dovelas, así como las alturas de las mismas se obtuvieron gráficamente.

- Obtención de Momentos y esfuerzos debidos al Peso Propio y a la Carga Muerta.-

El método de las deformaciones consiste en calcular las mismas en ambos lados de una sección cualquiera e igualarlas, pero suponiendo que una de las partes del arco en que hipotéticamente lo divide la sección, es remplazada por una carga excéntrica que puede descomponerse en una fuerza vertical, una fuerza horizontal y un momento flexionante; el problema consiste en encontrar dichas fuerzas.



*A continuación anotamos las fórmulas respectivas:

$$H_c = \frac{\sum_{i=1}^n m/h^3 - \sum_{i=1}^n d/h^3 - \sum_{i=1}^n m \cdot d/h^3}{\sum_{i=1}^n 1/h^3 - \sum_{i=1}^n d^2/h^3 - \left[\sum_{i=1}^n d/h^3 \right]^2}$$

$$M_c = \frac{\sum_{i=1}^n m/h^3 + H_c \cdot \sum_{i=1}^n d/h^3}{\sum_{i=1}^n 1/h^3}$$

$V_c = 0$, por simetría del arco.

m = momento producido por las cargas exteriores.

n = número de dovelas.

H_c = Esfuerzo normal en la clave.

M_c = Momento flector en la clave.

Para poder aplicar las fórmulas anotadas, se tiene que seguir un proceso determinado, tal como el siguiente:

1. Cálculo de Areas, pesos e Inercias de las dovelas.-

Dovela	Δs m.	h m.	b m.	Area m^2	Peso ton.	Inercia m^4
10	3,40	0,65	1,20	0,780	6,370	0,0275
9	3,40	0,70	1,20	0,840	6,850	0,0343
8	3,40	0,73	1,20	0,876	7,150	0,0389
7	3,40	0,82	1,20	0,948	7,740	0,0550
6	3,40	0,87	1,20	1,044	8,520	0,0659
5	3,40	0,92	1,20	1,104	9,000	0,0779
4	3,40	0,97	1,20	1,164	9,500	0,0913
3	3,40	1,00	1,20	1,200	9,790	0,1000
2	3,40	1,05	1,20	1,260	10,28	0,1160
1	3,40	1,10	1,20	1,320	10,77	0,1331

2. Cálculo de pesos debido a la Carga Muerta .-

$$\frac{1}{2} \text{tablero} = (4,25)(0,15)(2,4) = 1,53 \text{ ton/m.}$$

$$\frac{1}{2} \text{nervio} = (0,4)(0,65)(2,4)(2,025) = 1,26 \text{ ton/m.}$$

$$\text{Acera} = (0,2)(0,60)(2,4) = 0,29 \text{ ton/m.}$$

$$\text{Pavimento y peatones} = 0,45 \text{ ton/m.}$$

$$\text{Carga Muerta total} = 3,53 \text{ ton/m.}$$

Determinamos la carga concentrada en cada dovela:

Para realizar este cálculo, determinamos la proyección horizontal de la dovela, la cual multiplicada por la carga muerta total nos resulta la carga concentrada en cada centro de la dovela.

Dovela	x m.	q ton/m.	Carga ton.
10	3,40	3,53	12,00
9	3,35	3,53	11,83
8	3,35	3,53	11,83
7	3,30	3,53	11,65
6	3,25	3,53	11,47
5	3,20	3,53	11,30
4	3,10	3,53	10,94
3	3,05	3,53	10,77
2	3,00	3,53	10,59
1	3,00	3,53	10,41

3. Tabla para encontrar el valor de Hc.

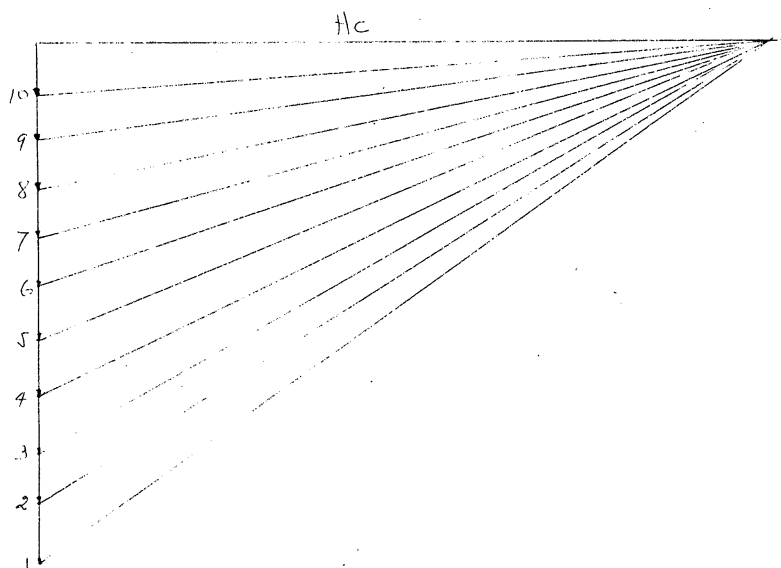
Sección	x m	y m.	h m	h^3	$1/h^3$	y^3/h^3	y^2	y^2/h^3
1/2L	0,000	0,00	0,60					
10	1,650	0,05	0,65	0,275	3,64	0,18	0,003	0,009
9	5,000	0,25	0,70	0,343	2,92	0,73	0,063	0,183
8	8,400	0,70	0,73	0,389	2,57	1,80	0,490	1,259
7	11,70	1,30	0,82	0,551	1,81	2,35	1,690	3,059
6	15,00	2,15	0,87	0,658	1,52	3,27	4,623	7,026
5	18,25	3,20	0,92	0,778	1,28	4,10	10,24	13,11
4	21,45	4,50	0,97	0,913	1,10	4,95	20,25	22,28
3	24,50	5,85	1,00	1,000	1,00	5,85	34,22	34,22
2	27,26	7,40	1,05	1,157	0,86	6,36	54,76	47,09
1	30,50	9,10	1,10	1,331	0,75	6,83	82,81	62,11
A	32,00	10,0						
					17,5	36,4		190,4

Sección	x_i $x_n - x_{n-1}$	CARGAS VERTICALES	$\sum_{i=1}^n x_i$	$\sum_{i=1}^n x_i^2$	m	m/h^3	$m \cdot y_i/h^3$
1/2L	1,65						
10	3,35	18,37					
9	3,40	18,68	37,05	61,54	61,54	179,700	44,920
8	3,30	18,98	56,03	126,0	187,5	481,900	337,52
7	3,30	19,39	72,42	184,9	372,4	674,060	875,16
6	3,25	19,99	95,41	248,9	621,3	944,350	2031,6
5	3,20	20,30	115,7	310,1	931,4	1192,13	3818,6
4	3,05	20,44	136,2	370,3	1301,6	1431,79	6443,1
3	3,10	20,56	156,7	415,3	1716,9	1716,90	10043,8
2	2,90	20,87	177,6	485,8	2202,7	1894,31	14009,1
1	1,50	21,18	198,8	515,0	2717,7	2038,25	18561,7
A				298,2	3015,8		
						10553,4	56165,5

$$H_c = \frac{(10553,4)(36,4) - (56165,5)(17,5)}{(17,5)(190,4) - (36,4)^2} = - 298,58 \text{ ton.}$$

$$M_c = - \frac{10553,4 - (298,58)(36,4)}{17,5} = + 18,40 \text{ ton.m.}$$

Conocidos estos valores se obtienen los momentos flectores, esfuerzos cortantes y los esfuerzos axiales mediante el empleo - del funicular respectivo.

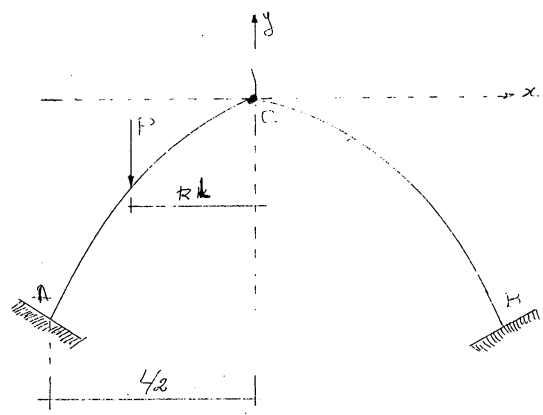


Momento Total = m + Hc.y + Mc

Sección	Hc.y	Mt.	V	N
		ton.m.	ton.	ton.
½L	0,00000	18,400	0,000	298,58
10	-14,9300	3,470	9,600	300,07
9	-74,6450	5,300	29,25	301,57
8	-209,000	-3,100	49,22	304,55
7	-388,150	2,660	68,60	309,03
6	-641,950	-2,270	88,00	313,51
5	-955,460	-5,700	107,6	320,97
4	-1343,60	-23,60	126,9	328,44
3	-1746,69	-10,40	146,1	338,89
2	-2209,49	11,60	166,3	348,74
1	-2717,08	18,99	183,2	358,30
A	-2985,80	48,41	189,5	358,30

Líneas de Influencia en el Arco

Del método de igualación de deformaciones podemos deducir un método gráfico que permitirá fijar dimensiones dependiendo de las cargas y del peso propio de la estructura, si se supone que el arco es parabólico y que $I = I_c \text{ sen } \alpha$, siendo I el momento de inercia en la sección transversal en la corona del mismo y α el ángulo que la tangente a la directriz del arco forma con la horizontal.



En el punto C , la ecuación de la parábola es: $y = \frac{4 \cdot f}{L} \cdot x^2$

Partiendo de las fórmulas generales de cálculo del arco, se determinan las siguientes fórmulas, las cuales nos permiten encontrar los valores necesarios para hallar las líneas de influencia en el arco.

$$H_c = \frac{15 \cdot P \cdot L}{64 \cdot h} (1 - k^2)^2$$

$$M_c = \frac{P \cdot L}{8} (1 - k)^2 - \frac{1}{3} (H_c) (h)$$

$$k = \frac{2 \cdot x}{L}$$

$$M_A = M_B = \frac{P \cdot L}{32} (1 - k^2) (1 - 4k - 5k^2)$$

$$V_c = - \frac{P}{4} (2 + k) (1 - k)^2$$

$$V_A = + \frac{P}{4} (2 - k) (1 + k)^2$$

$$V_B = V_c.$$

Si consideramos una carga unidad $P = 1$ ton. y dividiendo la luz total del arco en valores $x/20$, obtenemos los siguientes valores.

Valores de H_c .

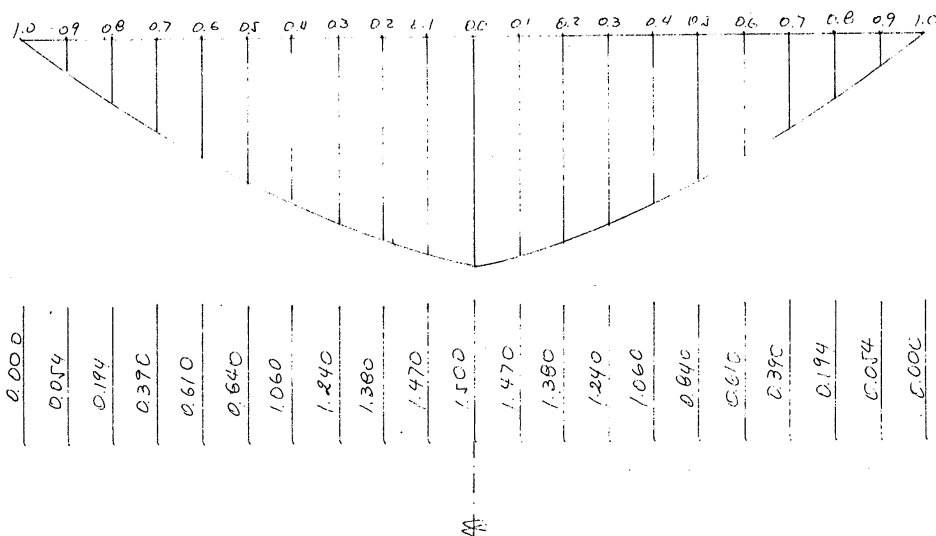
$P = 1$ ton.

$L = 64$ m.

$h = 10$ m.

k	1,0	0,900	0,800	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20	0,10	0,0
k^2	1,0	0,810	0,640	0,49	0,36	0,25	0,16	0,09	0,04	0,01	0,0
$1 - k^2$	0,0	0,190	0,360	0,51	0,64	0,75	0,84	0,91	0,96	0,99	1,0
$(1 - k^2)^2$	0,0	0,036	0,130	0,26	0,41	0,56	0,71	0,83	0,92	0,98	1,0
H_c	0,0	0,054	0,194	0,39	0,61	0,84	1,06	1,24	1,38	1,47	1,5

Gráfico de las líneas de influencia para H_c .

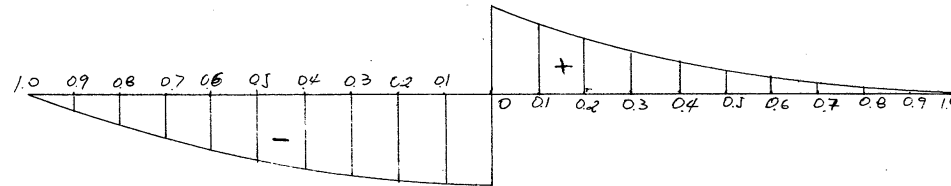


Valores de V_c

$$V_c = -0,25 (2 + k)(1 - k)^2$$

k	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20	0,10	0,00
(1 - k)	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
(1 - k) ²	0,00	0,01	0,04	0,09	0,16	0,25	0,36	0,49	0,64	0,81	1,00
(2 + k)	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	2,50	2,40	2,30	2,20	2,10	2,00
V_c	0,00	0,007	0,028	0,061	0,104	0,156	0,22	0,28	0,35	0,43	0,50

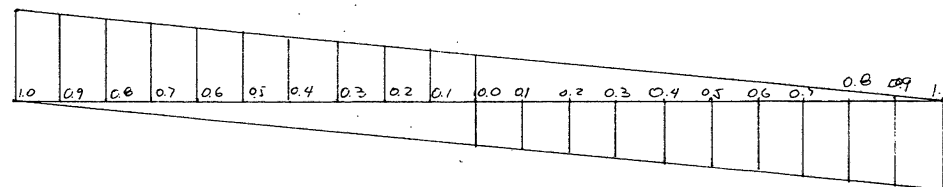
Gráfico de las líneas de influencia para V_c



Valores de V_A

$$V_A = 0,25 (2 - k)(1 + k)^2$$

k	1,0	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20	0,10	0,00
(1 + k)	2,0	1,90	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
(1 + k) ²	4,0	3,61	3,24	2,89	2,56	2,25	1,96	1,69	1,44	1,21	1,00
(2 - k)	1,0	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00
V_A	1,0	0,99	0,97	0,94	0,90	0,84	0,78	0,72	0,65	0,57	0,50

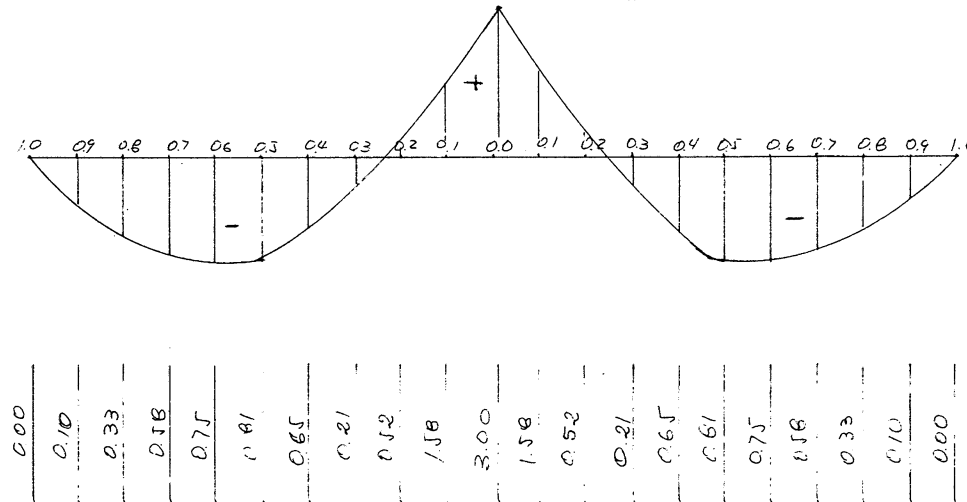


Valores de Mc

$$Mc = 8(1-k) - 3,33 Hc$$

k	1,0	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20	0,10	0,00
(1 - k)	0,0	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
(1 - k)	0,0	0,01	0,04	0,09	0,16	0,25	0,36	0,49	0,64	0,81	1,00
Hc	0,0	0,05	0,19	0,39	0,61	0,84	1,06	1,24	1,38	1,47	1,50
8(1-k)	0,0	0,08	0,32	0,72	1,28	2,00	2,88	3,92	5,12	6,48	8,00
-3,33Hc	0,0	-0,18	-0,65	-1,30	-2,03	-2,81	-3,53	-4,13	-4,60	-4,90	-5,00
Mc	0,0	-0,10	-0,33	-0,58	-0,75	-0,81	-0,65	-0,21	0,52	1,58	3,00

Gráfico de las líneas de influencia para Mc.

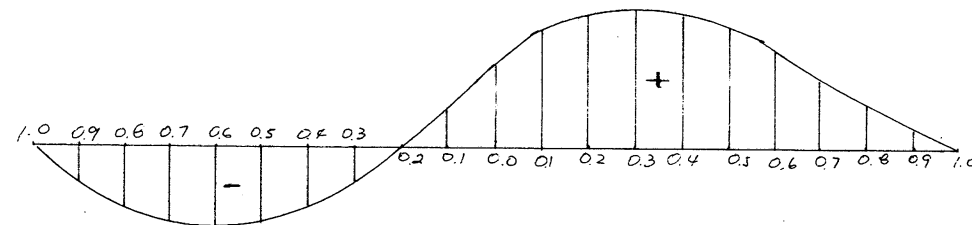


Valores de las Líneas de Influencia de los Momentos en el Arranque

$$M_A = M_B = 2(1-k^3)(1 - 4k - 5k^2)$$

k	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
4k	4.0	3.6	3.2	2.8	2.4	2.00	1.60	1.2	0.8	0.4	0.00	-0.4	-0.8	-1.2	-1.6	-2.0	-2.4	-2.8	-3.2	-3.6	-4.00
k ²	1.00	0.81	0.64	0.49	0.36	0.25	0.16	0.09	0.04	0.01	0.00	0.01	0.04	0.09	0.16	0.25	0.36	0.49	0.64	0.81	1.00
5k ²	5.00	4.05	3.20	2.45	1.80	1.25	0.80	0.45	0.20	0.05	0.00	0.05	0.20	0.45	0.80	1.25	1.80	2.45	3.20	4.05	5.00
(1-k ²)	0.00	0.19	0.36	0.51	0.64	0.75	0.84	0.91	0.96	0.99	1.00	0.99	0.96	0.91	0.84	0.75	0.64	0.51	0.36	0.19	0.00
2(1-k ²)	0.00	0.38	0.72	1.02	1.28	1.50	1.68	1.82	1.92	1.98	2.00	1.98	1.92	1.82	1.68	1.50	1.28	1.02	0.72	0.38	0.00
(1-4k-5k ²)	-8.00	-6.65	-5.40	-4.25	-3.2	-2.25	-1.40	-0.65	0.00	0.60	1.00	1.35	1.60	1.75	1.80	1.75	1.60	1.35	1.00	0.55	0.00
M _A	0.00	-2.53	-3.89	-4.34	-4.10	-3.38	-2.35	-1.18	0.00	1.18	2.00	2.67	3.07	3.19	3.02	2.63	2.05	1.38	0.72	0.21	0.00

Gráfico de las líneas de influencia



0.00	2.53	3.89	4.34	4.10	3.38	2.35	1.18	0.00	1.18	2.00	2.67	3.07	3.19	3.02	2.63	2.05	1.38	0.72	0.21	0.00
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Análisis de las Cargas Móviles

Desarrollamos el sistema de cargas para vehículo Normal H20 - S16 - 44 debido a que con el paso de dicho convoy se producen los máximos esfuerzos en las estructuras.

Coefficiente de Impacto = 1,26

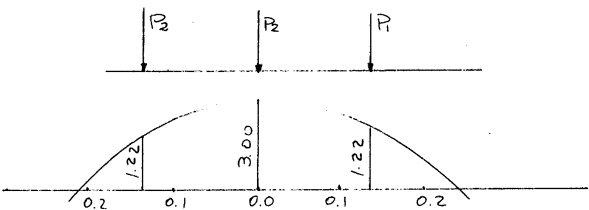
% W en libras	8000	32000	32000
Con Impacto.	10080	40320	40320
Ton	4,570	18,29	18,29
Ton/arco.	2,730	10,91	10,91

El coeficiente de reducción de ton a ton/arco = 0,596

- Obtención de Momentos por Cargas Móviles.-

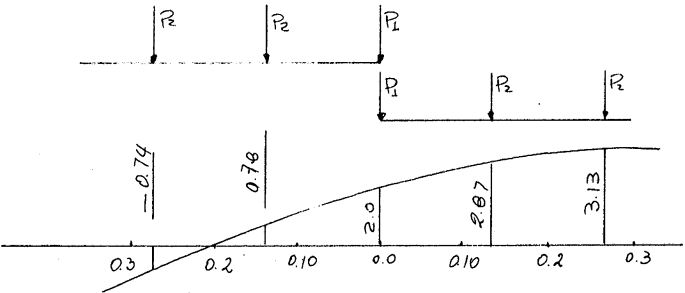
Usando las líneas de influencia obtenidas anteriormente, y los valores de las cargas, colocamos el convoy en donde queremos obtener el esfuerzo respectivo. El valor de cualquier esfuerzo se lo obtendrá multiplicando la ordenada de la línea de influencia por el valor de la carga concentrada.

Momentos en el Centro de la Luz.



$M = 3,33 + 32,73 + 13,31 = 49,37 \text{ ton.m.}$

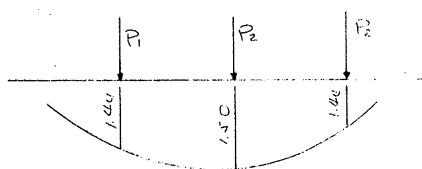
Momentos en el Arranque.



Momento en tramo positivo = 5,46 + 31,31 + 34,15 = 70,92 t.m.

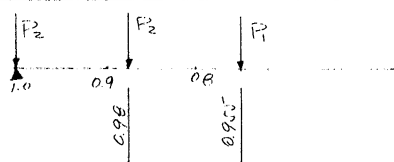
Momento en tramo negativo = 5,46 + 8,40 - 8,07 = 5,79 ton.m.

Cálculo de Hc Máximo.



$$H_c = 3,93 + 16,37 + 15,71 = 36,01 \text{ ton.}$$

Valores de Esfuerzo Cortante.



$$V = 10,91 + 10,72 + 2,61 = 24,24 \text{ ton.}$$

Valores de los Esfuerzos Axiales.

En el centro de la luz: $N = H_c = 36,01 \text{ ton.}$

En el Arranque: $N_A = V_A \text{ sen } \alpha + H_c \text{ cos } \alpha$

$$\text{si } \alpha' = 32^\circ \quad N_A = 43,38 \text{ ton.}$$

Diseño de Secciones del Arco Empotrado.-

Según lo analizado anteriormente se puede deducir que las secciones más críticas son: En el centro de la luz y en el arranque; debido a esta circunstancia, el diseño y cálculo de las armaduras se realizará para dos tipos de secciones:

- Para la sección del arco que va desde la dovela 6 hasta el centro de la luz, para la cual tenemos los siguientes esfuerzos totales:

Momentos por carga muerta y viva = 67,77 ton.m.

Esfuerzos Normales = 334,59 ton.

De acuerdo al Esfuerzo Cortante que se tenga en cada dovela se calcularán los estribos correspondientes.

- Para la sección del Arco que va desde el arranque hasta la terminación de la dovela 5, los valores de cálculo son:

Momento por carga muerta y carga viva = 119,3 t.m.

Esfuerzo Normal = 401,7 t.

Se procederá de igual manera para el Esfuerzo Cortante.

Forma General de Dimensionamiento de las Secciones.

Las secciones del Arco están sometidas a flexión Compuesta; mediante el teorema de Ehlers transformamos la flexión compuesta a flexión simple, considerando como momento el que produce el esfuerzo normal respecto a la armadura de tracción; se distinguen dos casos:

- a. Si el valor de $ud \leq 0,319$ la sección no necesita de armadura de compresión, y entrando en la tabla universal con el valor de ud se encuentra ω , siendo la cuantía mecánica de la armadura de tracción $\omega - \nu d$ y la sección correspondiente de acero = $\frac{(\omega - \nu d) \cdot b \cdot d \cdot fcd}{fsd}$

En el caso de que este valor resulte negativo, debe colocarse la cuantía mínima de acuerdo a las normas correspondientes, pues esto indica que el hormigón por sí solo es capaz de soportar la sollicitación dada.

- b. Para valores $ud > 0,319$ es necesario colocar armadura de compresión siendo las cuantías mecánicas:

Para la armadura de tracción: $\omega = \omega' + 0,432 - \nu d$

Para la armadura de compresión: $\omega' = \frac{ud - 0,319}{1 - \delta'}$

siendo $\delta' = d/d$

Las secciones de acero serán:

Para la armadura de tracción: $As = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot fcd}{fsd}$

Para la armadura de compresión: $A's = \frac{\omega' \cdot b \cdot d \cdot fcd}{fsd}$

Definido el procedimiento a seguir, calculamos las armaduras.

Características Generales de los materiales a emplear.

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$fcd = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f's = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$fsd = \frac{2400}{1,15} = 2087 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente de mayoración de acciones = 1,6

Dimensionamiento de la primera Sección Considerada.

$$M = 67,77 \text{ ton.m.}$$

$$M_d = (67,77)(1,6) = 108,43 \text{ ton.m.}$$

$$N = 334,59 \text{ ton.}$$

$$N_d = (334,59)(1,6) = 535,34 \text{ ton.}$$

$$b = 120 \text{ cm.}$$

$$a' = 6 \text{ cm.}$$

$$h = 60 \text{ cm.}$$

$$d = h - b' = 54 \text{ cm.}$$

- Excentricidad con respecto al centro de la sección:

$$e_o = \frac{M_d}{N_d} = 0,2025 \text{ m.}$$

- Excentricidad con respecto a la armadura de tracción:

$$e = e_o + \frac{d - d'}{2} = 0,4425 \text{ m.}$$

- Cálculo de los valores reducidos:

$$u_d = \frac{N_d \cdot e}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,484$$

$$v_d = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = 0,590$$

- Como el valor de $u_d > 0,319$ es necesario colocar armadura de compresión, para lo cual hallamos las cuantías respectivas:

$$\omega' = (u_d - 0,319) \left(\frac{1}{1 - \delta'} \right) = 0,186 \quad \text{siendo } \delta' = 0,111$$

$$\omega = \omega' + 0,432 - v_d = 0,028$$

- Las armaduras necesarias serán:

$$\text{Armadura de tracción: } A_s = \frac{(0,028)(120)(54)(140)}{2087} = 12,17 \text{ cm}^2$$

Adoptando 4 $\emptyset$ 25

$$\text{Armadura de Compresión: } A'_s = \frac{(0,186)(120)(54)(140)}{2087} = 80,85 \text{ cm}^2$$

Adoptando 17 $\emptyset$ 25

- Dimensionamiento por Esfuerzo Cortante:

Al cortante que se tiene en cada dovela se reduce la colaboración que el hormigón tiene en el cortante.

Dovela 6

$$V_d = 140,8 \text{ ton.}$$

$$d = 81 \text{ cm.}$$

$$f_{vd} = 0,5 \quad 140 = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Contribución del hormigón: $V_{cu} = f_{vd}.b.d = 57,54 \text{ ton.}$

Debido a que el canto total de la dovela es superior a 70 cm. se coloca armadura de piel longitudinal cada 20 cm., la cual - también absorbe cortante. La sección de acero de esta armadura es igual a $\frac{(0,05)(b)(d)}{100} = 4,86 \text{ cm.}^2$ o sea, 3 $\emptyset 16$ se aprovecha un esfuerzo cortante $U = 8,43 \text{ ton.}$

El cortante para absorber con estribos es: $V_{su} = V_d - V_{cu} - U$

en donde $V_{su} = 74,83 \text{ ton.}$ el cual se absorbe con estribos 2 $\emptyset 14$ a 10 cm. a lo largo de la dovela.

Dovela 7

$$V_d = 109,76 \text{ ton.}$$

$$d = 76 \text{ cm.}$$

$$V_{cu} = (59,2)(1,2)(0,76) = 54,0 \text{ ton.}$$

Armadura de piel $A_s = 4,56 \text{ cm.}^2$ o sea, 3 $\emptyset 16$.

Aprovechamos un cortante $U = 6,43 \text{ ton.}$

$V_{su} = 109,76 - 54 - 6,43 = 49,33 \text{ ton.}$ el cual lo absorbemos con estribos 2 $\emptyset 16$ a 10 cm. a lo largo de la dovela.

Se hace referencia que para las demás dovelas, en el plano estructural respectivo se indican los estribos correspondientes.

Dimensionamiento de la Segunda Sección Considerada.

$$M = 119,33 \text{ ton.m.}$$

$$M_d = (119,33)(1,6) = 190,93 \text{ ton.m.}$$

$$N = 401,68 \text{ ton.}$$

$$N_d = (401,68)(1,6) = 642,69 \text{ ton.}$$

$$b = 120 \text{ cm.}$$

$$d' = 6 \text{ cm.}$$

$$h = 120 \text{ cm.}$$

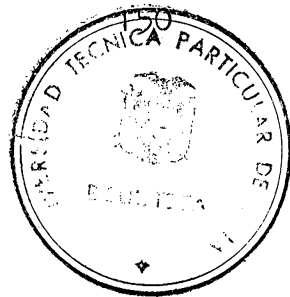
$$d = 114 \text{ cm.}$$

- Excentricidad con respecto al centro de la sección:

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d} = 0,297$$

- Excentricidad con respecto a la armadura de tracción:

$$e = e_0 + \frac{d - d'}{2} = 0,837 \text{ m.}$$



- Cálculo de los valores reducidos:

$$u_d = \frac{N_d \cdot e}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = 0,246$$

$$\mu_d = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = 0,336$$

- Como $u_d < 0,319$ la sección no necesita de armadura de compresión y entrando en la tabla universal con el valor de u_d se halla $\omega = 0,3069$, siendo la cuantía $= 0,3069 - 0,336 = -0,029$ resultando este valor negativo, teniendo, por tanto, que colocar cuantía mínima, que de acuerdo al Reglamento ACI 318-71 es igual a $\frac{14}{f'_s}$.

$$\text{Cuantía mínima} = 0,0058$$

$$\text{Area de acero} = (0,0058)(1,2)(1,10) = 76,56 \text{ cm}^2$$

Adoptando 16 $\emptyset 25$, armadura que se la colocará en la parte superior e inferior de la sección equitativamente.

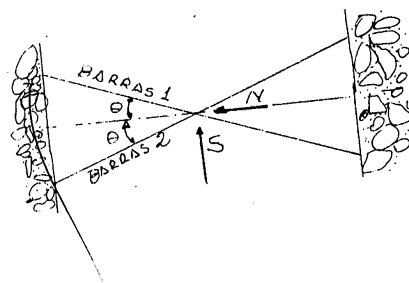
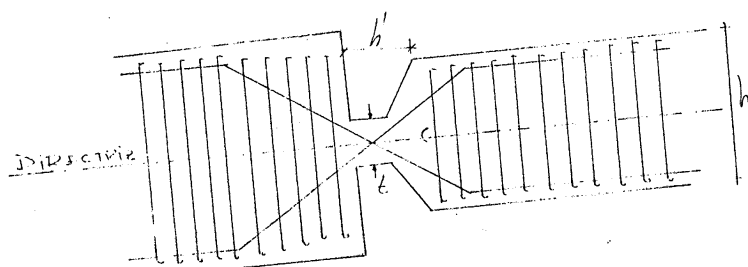
- Dimensionamiento por esfuerzo cortante:

Debido a que el cortante en estas secciones es bastante elevado, se procede a levantar barras a 45 grados para absorber dicho cortante y además colocar los estribos necesarios.

Este proceso está desarrollado e indicado en los planos estructurales respectivos.

d. Articulación del Arco en el Arranque.

Las articulaciones en los arcos disminuyen notablemente las dimensiones en la cimentación de los mismos; es por este motivo, que en el arranque del arco en estudio, procedemos a diseñar una articulación Tipo Mesnager, la cual además proporciona mayor facilidad de jiro y permite detener la acción de los esfuerzos cortantes y normales en el arranque. El siguiente esquema muestra una articulación tipo:



Con el objeto de conseguir la máxima flexibilidad en este tipo de rótula se recomienda que su abertura h' sea igual al espesor del hormigón t ; las armaduras cruzadas de la articulación no deben ser muy cortas, tratando de conseguir de que la relación L/r de las armaduras de las rótulas esté comprendida entre los valores 20 y 45, siendo L la longitud de la barra inclinada comprendida entre las caras del estrangulamiento del hormigón y cuyo valor es: $\frac{h'}{\cos \theta}$, y r el radio de giro de la barra considerada y cuyo valor es igual a $D/4$, para un redondo de diámetro D .

Para hallar la longitud necesaria de las armaduras de una articulación se supondrá que forman una celosía triangulada capaz de transmitir esfuerzos normales N y cortantes S , determinándose que el esfuerzo de compresión en las barras es igual a: $f's = \frac{N}{A's \cos \theta} + \frac{S}{A's \sen \theta}$, siendo $A's$ la sección total de el conjunto de armaduras de la rótula.

Las barras inclinadas que transmiten los esfuerzos que actúan en ellas al hormigón por la adherencia correspondiente a sus longitudes embutidas, tienden a separarse entre sí, apareciendo un esfuerzo de expansión lateral que deberá ser resistido por una armadura transversal (estribos). Se considera que solamente la fracción de la armadura transversal comprendida en el intervalo de longitud $a = 8D$, medida desde la cara externa del hormigón es eficaz para resistir el esfuerzo de expansión. La tensión en la armadura transversal se puede calcular mediante el empleo de la siguiente fórmula:

$$f''s = \frac{(N/2)\tan \theta + (S/a)/(j.h)}{0,005 . a . b . + A''s} , \text{ siendo } A'' \text{ la suma de las}$$

secciones de los estribos, h el espesor, b la anchura en sentido horizontal de la articulación, y j un valor de 0,90.

Con estos principios enunciados, procedemos a realizar el cálculo respectivo para nuestro caso.

Datos:

$$N = 401,68 \text{ ton.}$$

$$S = 213,74 \text{ ton.}$$

$$f's = \text{límite elástico aparente} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Compresión admisible} = f's = (0,3)(4200) = 1260 \text{ kg/cm}^2$$

$$\theta = 32$$

Aplicando la fórmula anterior, obtenemos $A's = 69,6 \text{ cm}^2$

Adoptando una armadura de 6 $\emptyset$ 40

Si la abertura del cuello es $h' = 35 \text{ cm.}$ tendremos una longitud

$$L = h' / \cos \theta = 41 \text{ cm.}$$

$$r = \frac{4 \text{ cm.}}{4} = 1 \text{ cm.}$$

La relación L/r valdrá 41, valor comprendido entre los límites.

Para el cálculo de la armadura transversal, además de los valores anotados tenemos los siguientes:

$$a = (8)(4) = 32 \text{ cm.}$$

$$b = 120 \text{ cm.}$$

$$h = 120 \text{ cm.}$$

$$j = 0,90$$

Aplicando la fórmula dada, obtenemos: $A''s = 11,6 \text{ cm}^2$

Adoptando 8 estribos $\emptyset$ 14.

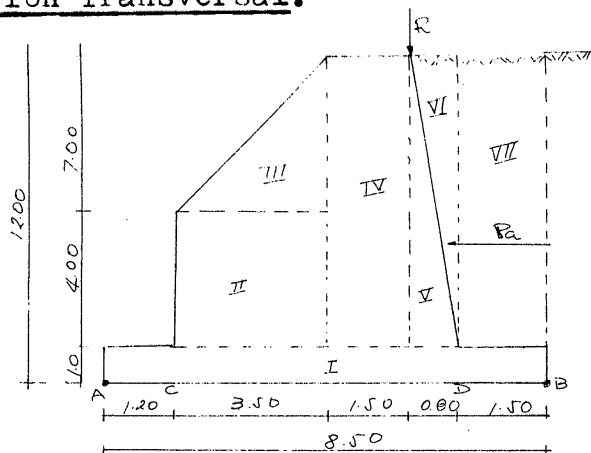
e. Diseño del Muro Estribo.

Funciones.— Considerando primordial en un puente dar continuidad en una carretera a través de un accidente natural o artificial del terreno, el estribo aparece como un elemento de transición entre dos obras, con el fin último único de sustentar la vía, pero diferente en cuanto a técnica y ejecución. Para ello el estribo tiene una doble función estructural; por un lado permite el despegue del tablero del puente y por otro contiene y delimita las tierras de la explanación. Las dos funciones pueden cumplirse con un elemento único, que será un muro de conten-

ción tradicional de cualquier tipo, condicionándose de acuerdo a sus principios.

Para el presente caso, una vez determinada la articulación del arco, se diseña un muro en cantiliver que soporte en conjunto al tablero, al arco y al relleno.

Sección Transversal.



Cargas Actuantes..- Intervienen: la carga producida por el peso del tablero y de los nervios, la carga producida por el paso del convoy respectivo, la presión del suelo y el peso propio del muro en diseño.

Datos:

$$R = 207,69 \text{ ton.}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Coeficiente de deslizamiento} = 0,60$$

$$\text{Carga Admisible del suelo} = 8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Coeficiente de empuje de Rankine} = k = 0,33$$

$$\text{Peso del relleno} = 1,8 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Peso del hormigón} = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{La presión ejercida por el terreno es: } Pa = \frac{w \cdot h^2 \cdot k}{2}$$

$$Pa = \frac{(1,8)(12)^2(0,33)}{2} = 42,77 \text{ ton/m.}$$

Para el cálculo de los diferentes elementos que constituyen el muro, se considera que se lo realiza para un metro de muro.

Determinamos Momentos con respecto al Punto A

Fuerza	Intensidad ton.	Distancia m.	Momento ton.m.
I	20,40	4,25	86,70
II	33,60	2,95	99,12
III	29,40	3,53	183,9
IV	39,60	5,45	215,8
V	10,56	6,46	68,29
VI	7,92	6,73	53,33
VII	29,70	7,75	230,2
R	207,69	6,20	1287,68
Pa	42,770	4,00	-171,080
ΣCv 378,87			1973,92

Posición de la resultante de las fuerzas:

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma Cv} = \frac{1973,92}{378,87} = 5,21 \text{ m.}$$

La resultante se encuentra dentro del tercio medio.

Excentricidad de la resultante = $5,21 - 4,25 = 0,96 \text{ m.}$

Los esfuerzos de trabajo se calculan mediante la fórmula:

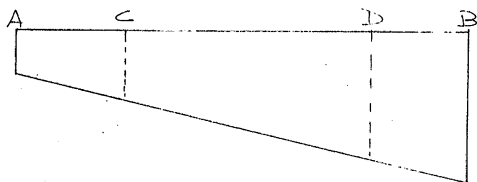
$$\sigma_{A,B} = \frac{\Sigma Fv}{A} \pm \frac{6.e.\Sigma Fv}{b.B}$$

$$\sigma_{A,B} = \frac{378,87}{(8,5)(1)} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,96}{8,5} \right)$$

$$\sigma_A = 14,37 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = 74,77 \text{ ton/m}^2$$

Diagrama de Reacción



$$\sigma_C = 22,90 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_D = 64,11 \text{ ton/m}^2$$

Los valores de los esfuerzos obtenidos no sobrepasan el valor de la carga admisible del suelo, que es de 80 ton/m^2 .

Diseño del Voladizo Izquierdo.

Tomamos momentos con respecto al punto C del diagrama de reacción y tenemos: $M = -10,67 \text{ ton.m.}$

-Comprobación del canto mínimo.-

$$Md = 17,07 \text{ ton.m.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$fcd = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 1,77 \sqrt{\frac{Md}{b.fcd}} = 20 \text{ cm.}$$

Adoptamos una altura en el extremo del voladizo de 50 cm.

- Cálculo de valor del momento reducido:

$$u_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,014$$

entrando en la tabla universal no podemos hallar el valor de ω , lo que indica que se debe tomar la cuantía mínima, cuyo valor es igual a 0,002.

- La sección de acero requerida:

$$A_s = 0,002 \times 7800 = 15,6 \text{ cm}^2. \text{ Adoptando } 5 \text{ } \emptyset \text{ } 20 \text{ a } 15 \text{ cm.}$$

Diseño del voladizo Derecho.

Tomando momentos con respecto al punto D del diagrama de reacción obtenemos: $M = - 46,82 \text{ ton.m.}$

- Comprobación del canto mínimo;

$$M_d = 74,91 \text{ ton.m.}$$

$$d = 1,77 \sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{cd}}} = 41 \text{ cm.}$$

Asumiendo una altura en el extremo del voladizo de 50 cm.

- Cálculo del momento reducido u_d :

$$u_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,06$$

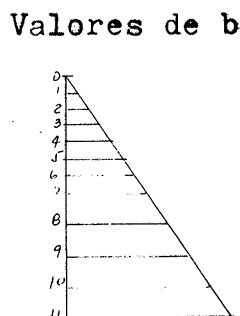
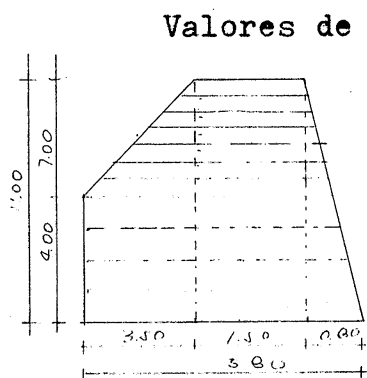
Entrando en la tabla universal de cálculo con u_d , hallamos el valor de $\omega = 0,063$, y la cantidad de acero será:

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{sd}} = \frac{(0,063)(100)(95)(140)}{2087} = 40,15 \text{ cm}^2$$

Adoptando 5 $\emptyset$ 32 a 15 cm.

Diseño de la Pantalla Vertical.

Esta pantalla se diseña como si se tratara de una losa vertical, dividiendo la misma en varias posiciones con el fin de calcular la armadura necesaria.



El valor de b se halla con la fórmula: $b = \frac{L \cdot h_p}{h_t}$, siendo L/h_t una constante igual a $\frac{8,5}{11,0} = 0,773$

El valor del Momento en cada posición vale: $M = \frac{b \cdot H^2}{6}$

La armadura necesaria por medio de: $A_s = k \frac{M}{d}$, siendo k = 0,94

La siguiente tabla muestra el cálculo respectivo:

Posición	b m.	H m	H ² m ²	M Ton. m.	h m.	d m	A _s cm ²	Ø	No.
1	0,773	1,00	1,00	0,13	2,073	1,993	0,06	25	1
2	1,545	2,00	4,00	1,03	2,645	2,565	0,38	25	1
3	2,319	3,00	9,00	3,48	3,218	3,138	1,04	25	1
4	3,091	4,00	16,0	8,24	3,791	3,711	2,09	25	1
5	3,864	5,00	25,0	16,03	4,364	4,309	3,51	25	1
6	4,640	6,00	36,0	27,84	4,936	4,856	5,40	25	2
7	5,410	7,00	49,0	44,18	5,510	5,430	7,65	25	2
8	6,182	8,00	64,0	65,94	6,082	6,002	11,3	25	3
9	6,955	9,00	81,0	93,89	6,655	6,575	15,8	25	4
10	7,730	10,0	100,0	128,8	7,230	7,150	21,4	25	5
11	8,500	11,0	121,0	171,4	7,800	7,720	28,1	25	6

El espaciamiento de las varillas será de 12 cm.

Se indica que se hace llegar barras hasta la posición superior por razones constructivas, a pesar de que no cumplen con el área requerida.

Armadura de Repartición.

El Reglamento ACI 318-71 indica que se debe colocar armadura - de repartición para contrarrestar los efectos de temperatura - y contracción de fraguado, tanto en el sentido horizontal como en sentido vertical, siendo sus cuantías mecánicas los valores de 0,002 y 0,0012 respectivamente.

Refuerzo Horizontal = 0,002 x 47150 = 94,3 cm².

Refuerzo Vertical = 0,0012 x 47150 = 56,58 cm².

La armadura de repartición se la coloca tanto en la cara exterior como en la cara interior del muro.

Cara Interior	Refuerzo Horizontal = 47,15 cm ² . 23 Ø 16
	Refuerzo Vertical = Suficiente el calculado.
Cara Exterior	Refuerzo Horizontal = 47,15 cm ² . 23 Ø 16
	Refuerzo Vertical = 56,58 cm. 1 Ø 16 a 10 cm.

f. Diseño de Muro Aleta.

Con el objeto de detener las tierras de explanación, se procede a diseñar en cada extremo del puente dos muros de altura variable, denominados muros aletas.

Debido a que la consideración de sobrecargas es similar, el presente diseño sirve para los dos tipos de diseño del puente en estudio.

Datos:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Coeficiente de deslizamiento} = 0,60$$

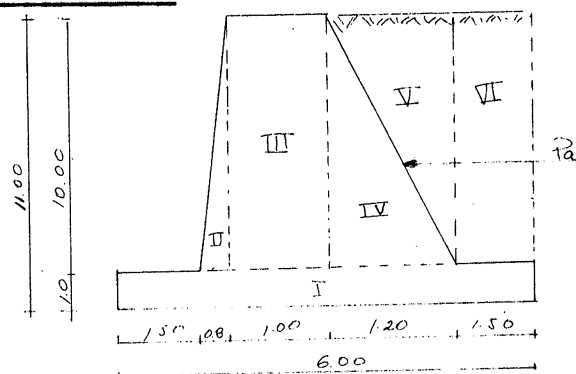
$$\text{Carga Admisible del terreno} = 8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Coeficiente de empuje de Rankine} = k = 0,33$$

$$\text{Peso del relleno} = 1,8 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Peso del hormigón} = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

Sección Transversal.



$$\text{La presión ejercida por el terreno: } Pa = \frac{w \cdot h^2 \cdot k}{2}$$

$$Pa = \frac{(1,8)(11)^2(0,33)}{2} = 35,94 \text{ ton/m.}$$

Determinamos Momentos con respecto al punto A.

Fuerza	Intensidad ton.	Distancia m.	Momento ton.m.
I	14,4	3,00	43,20
II	9,6	2,03	19,49
III	24,0	2,80	67,20
IV	14,4	3,70	53,28
V	10,8	4,10	44,28
VI	27,0	5,25	141,8
Pa	35,94	3,67	-131,9
$\Sigma cv 100,2$			237,43

Comprobación a deslizamiento: $f_s = \frac{\sum F_v}{P_a} = 1,67$

Comprobación al volcamiento: $f_v = \frac{\sum M_w}{\sum M_A} = 2,80$

Posición de la resultante: $X = \frac{\sum M}{\sum C_v} = \frac{237,43}{100,20} = 2,37 \text{ m.}$

La resultante se encuentra dentro del tercio medio.

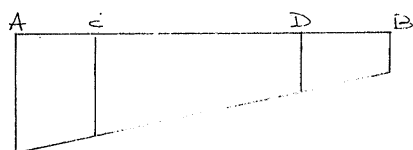
Excentricidad de la resultante = $3,0 - 2,37 = 0,63 \text{ m.}$

Los esfuerzos son: $\frac{100,2}{6 \times 1} (1 \pm \frac{6 \times 0,63}{6})$

$\sigma_A = 27,22 \text{ ton/m}^2$

$\sigma_B = 6,18 \text{ ton/m}^2$

Diagrama de reacción



$\sigma_C = 21,96 \text{ ton/m}^2$

$\sigma_D = 11,44 \text{ ton/m}^2$

Diseño del voladizo Izquierdo.

Tomamos momentos con respecto al punto C del diagrama de reacción y tenemos: $M = - 25,06 \text{ ton.m.}$

- Comprobación del canto mínimo.-

$M_d = 40,10 \text{ ton.m.}$

$b = 100 \text{ cm.}$

$d = 1,77 \sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{cd}}} = 30 \text{ cm.}$

$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$

Altura en extremo = 50 cm.

$f_{sd} = 2087 \text{ kg/cm}^2$

- Cálculo del momento reducido u_d :

$u_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,035$

Entrando en la tabla universal de cálculo con u_d , hallamos el valor de $\omega = 0,031$, y la cantidad de acero será:

$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{sd}} = 19,13 \text{ cm}^2$. Adoptando 6 $\emptyset$ 20 a 15 cm.

Diseño del voladizo Derecho.

Tomamos momentos con respecto al punto D del diagrama de reacción y tenemos: $M = 21,68 \text{ ton.m.}$

- Comprobación del canto mínimo.-

$M_d = 34,69 \text{ ton.m.}$

$$d = 1,77 \sqrt{\frac{Md}{b.fcd}} = 28 \text{ cm.}$$

Asumiendo una altura en el extremo del voladizo de 50 cm.

- Cálculo del momento reducido ud:

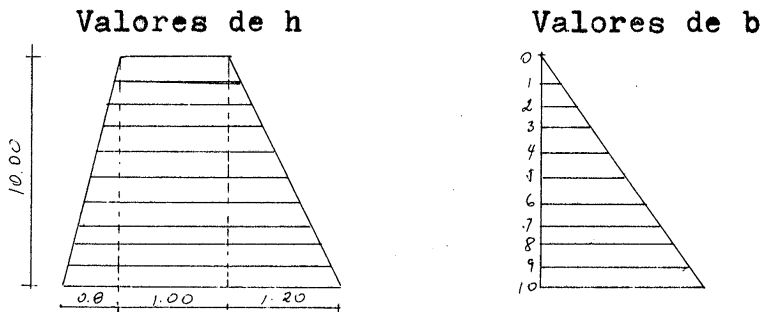
$$ud = \frac{Md}{b.d.fcd} = 0,03$$

Entrando en la tabla universal con ud hallamos $\omega = 0,031$

$$As = \frac{\omega.b.d.fcd}{fsd} = 19,13 \text{ cm}^2/\text{m. Adoptando } 6 \text{ } \varnothing 20 \text{ a } 15 \text{ cm.}$$

Diseño de la pantalla Vertical.

Calculamos la armadura vertical para esta sección transversal para luego repartirla en la sección variable de la pantalla - de la aleta, para esto dividimos la misma en varias posiciones.



El valor de b se halla con la fórmula: $b = \frac{L.hp}{ht}$, siendo L/ht una constante igual a $\frac{6,0}{10} = 0,60$.

El valor del momento en cada posición vale; $M = \frac{b.H^2}{6}$

La armadura necesaria es: $As = k \frac{M}{d}$, siendo $k = 0,94$

La siguiente tabla muestra el cálculo respectivo:

Posición	b. m.	H. m.	H. ² m. ²	M. t.m.	h m.	d m.	As cm. ²	Ø	No.
1	0,60	1,00	1,00	0,10	1,20	1,12	0,084	25	1
2	1,20	2,00	4,00	0,80	1,40	1,32	0,500	25	1
3	1,80	3,00	9,00	2,70	1,60	1,52	1,670	25	1
4	2,40	4,00	16,0	6,40	1,80	1,72	3,500	25	1
5	3,00	5,00	25,0	12,5	2,00	1,92	6,120	25	2
6	3,60	6,00	36,0	21,6	2,20	2,12	9,580	25	2
7	4,20	7,00	49,0	34,6	2,40	2,32	14,02	25	3
8	4,80	8,00	64,0	51,2	2,60	2,52	19,10	25	5
9	5,40	9,00	81,0	72,9	2,80	2,72	25,19	25	5
10	6,00	10,0	100,0	100,0	3,00	2,92	32,19	25	7

El espaciamiento de las varillas es de 10 cm.

Se hace llegar las barras hasta la primera posición por razones constructivas.

Armadura de Repartición.

$$\text{Refuerzo Horizontal} = 0,002 \times 20000 = 40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Refuerzo Vertical} = 0,0012 \times 20000 = 24 \text{ cm}^2$$

La armadura se la coloca en la cara exterior como interior.

$$\text{Cara Interior} \begin{cases} \text{Refuerzo horizontal} = 20 \text{ cm}^2 \text{ } 18 \text{ } \emptyset \text{ } 12 \\ \text{Refuerzo vertical} = \text{Suficiente el calculado.} \end{cases}$$

$$\text{Cara Exterior} \begin{cases} \text{Refuerzo horizontal} = 20 \text{ cm}^2 \text{ } 18 \text{ } \emptyset \text{ } 12. \\ \text{Refuerzo vertical} = 24 \text{ cm}^2 \text{ } 21 \text{ } \emptyset \text{ } 12. \end{cases}$$

g. Diseño de la losa de Vereda.

-Momento por peso propio:

$$\text{peso propio} = (0,20)(1,0)(2,4) = 0,48 \text{ ton/m.}$$

$$\text{Momento} = \frac{p \cdot l^2}{10} = 0,192 \text{ ton.m.}$$

-Momento por carga Viva.- Se considera una carga uniforme por el paso de la muchedumbre igual a 500 kg/m.

$$\text{Momento} = \frac{(0,5)(2,0)^2}{10} = 0,20 \text{ ton.m.}$$

-Diseño.-

$$\text{Momento total} = 0,392 \text{ ton.m.}$$

$$k_2 = 8,927$$

Comprobación de la altura:

$$k_3 = 0,873$$

$$h = k_2 \sqrt{\frac{M}{b}} = 5,59 \text{ cm.}$$

$$As = k_3 \cdot \frac{M}{d} = 6,21 \text{ cm}^2$$

Colocamos 1 $\emptyset$ 14 a 20 cm.

Armadura de distribución: 1 $\emptyset$ 12 a 30 cm.

h. Diseño de la columna de Pasamano.

La columna se la diseña para una carga horizontal de 150 kg/m.

Debido a que el Ministerio de Obras Públicas del Ecuador tiene diseñadas columnas tipo, se ha procedido a optar por una de ellas por considerarse útil su diseño.

i. Otros Detalles Constructivos.

Estos detalles sirven tanto para el diseño del puente con hormigón Armado como para el diseño con hormigón presforzado.

- En lo que respecta a los apoyos de la losa de tablero, se indica que el uno apoyo es fijo y el otro móvil, colocando en este último placas de acero y entre ellas láminas de asfalto para reducir el esfuerzo de rozamiento.
- Se colocarán juntas de dilatación en el tablero cada 20 m. Estas juntas son chapas plegadas metálicas de cobre en forma de T, las cuales se embuten en el hormigón de la losa. También se colocarán juntas de dilatación verticales en las zonas de unión de las aletas con el muro estribo.
- Debido a que las aguas que caigan sobre los tableros de los puentes deben ser eliminados con la mayor rapidéz posible, haciendo que su recorrido sea mínimo, se debe dar un bombeo a la calzada, de forma que sus pendientes hacia los dos bordes extremos de la misma sean del 1 % , y dando pendientes a las cunetas para que desaguen en unos sumideros. Se disponen los sumideros para la evacuación de las aguas colocando imbornales junto a las aceras, cuyo diámetro sea de 3 pulgadas.
- Entre las columnas de los pasamanos se colocan tubos de protección de 2 pulgadas de diámetro.

Todo lo referente a este análisis de diseño estructural del puente de hormigón armado, ha sido sintetizado en los planos estructurales que se muestran .

3.3. Cálculo y Diseño del Puente con Hormigón Preesforzado.

Datos:

Estructura isostática de 73 m. de luz de cálculo.

Calzada neta de circulación = 7,3 m.

Aceras de 60 cm. = 1,20 m.

Ancho total del puente = 8,50 m.

Tiene 5 vigas postensadas.

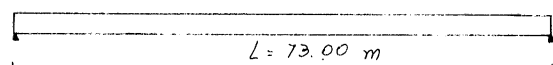
Carga de convoy : H20 - S16 - 44

Se usan Tendones tipo Freyssinet.

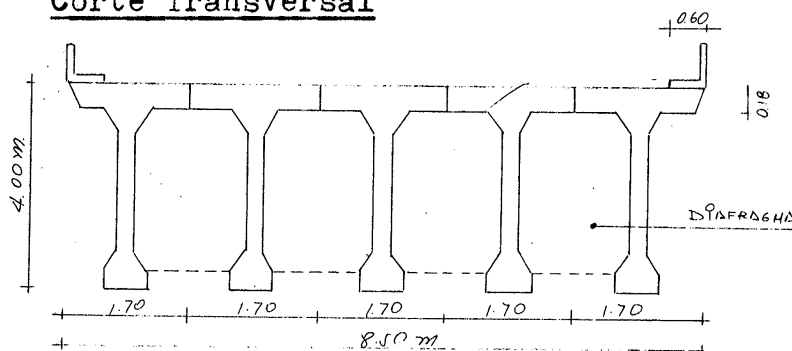
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ para las vigas.

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para las demás estructuras.

Corte Longitudinal



Corte Transversal



a. Diseño de la losa de Tráfico.

La losa se armará en sentido perpendicular al tránsito empleando para su diseño las especificaciones dadas - por la AASHO.

- Momento por Carga Muerta:

$$\text{peso propio} = (0,18)(1)(2,4) = 0,432 \text{ ton/m.}$$

$$\text{capa de rodadura} = (0,05)(1)(2,4) = 0,12 \text{ ton/m.}$$

$$\text{carga muerta total} = 0,552 \text{ ton/m.}$$

$$\text{Momento} = \frac{p \cdot l^2}{10} = 0,1595 \text{ ton.m.}$$

siendo $l = 1,7 \text{ m.}$

- Momento por Carga Viva:

$$E = 0,6 S + 0,75 \quad E \text{ en metros.}$$

$$E = (0,6)(1,7) + 0,75 = 1,77 \text{ m.}$$

$$\text{Coeficiente de Impacto} = 1,3$$

$$P = 7,2 \times 1,3 = 9,36 \text{ ton.}$$

$$\text{Momento por carga viva} = 0,25 \frac{P \cdot S}{E} = 2,247 \text{ ton.m.}$$

- Diseño:

$$\text{Momento total} = M_{cm} + M_{cv} = 2,407 \text{ ton.m.}$$

$$\text{Comprobación de la altura de la losa:} \quad k_2 = 8,927$$

$$h = k_2 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad h = 13,85 \text{ cm.}$$

Adoptamos $h = 18 \text{ cm.}$ con 3 cm. de recubrimiento.

$$\text{Cálculo de la armadura necesaria:} \quad k = 0,837$$

$$d = 15 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{k \cdot M}{d} = \frac{(0,837)(2,407)(100)}{15} = 14,00 \text{ cm}^2.$$

Colocamos $7 \text{ } \emptyset 16$ a 12 cm./m.

Armadura de Distribución.- Se la coloca sobre la armadura principal inferior, siendo su valor:

$$\% A_s = \frac{55}{\sqrt{S}} = 42,18 \% \text{ de } 14,00 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = (0,4218)(14,0) = 5,9 \text{ cm}^2. \text{ colocamos } 1 \text{ } \emptyset 12 \text{ a } 20 \text{ cm.}$$

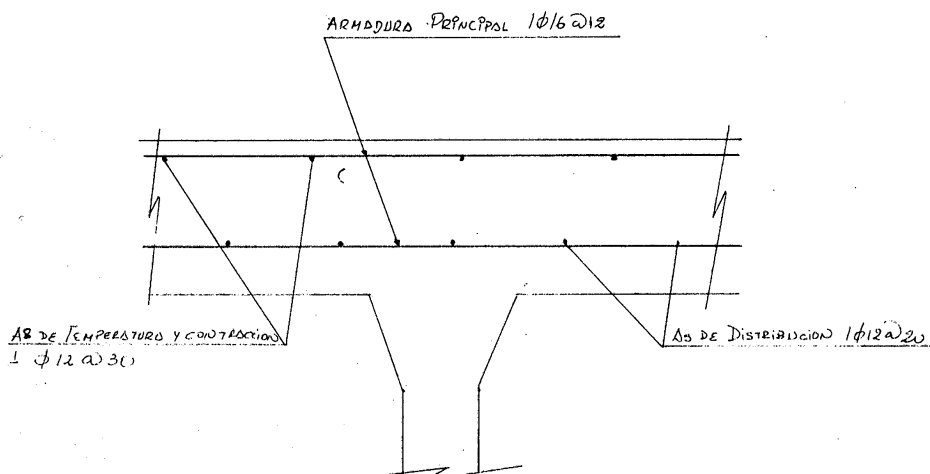
Armadura de temperatura y contracción del fraguado.-

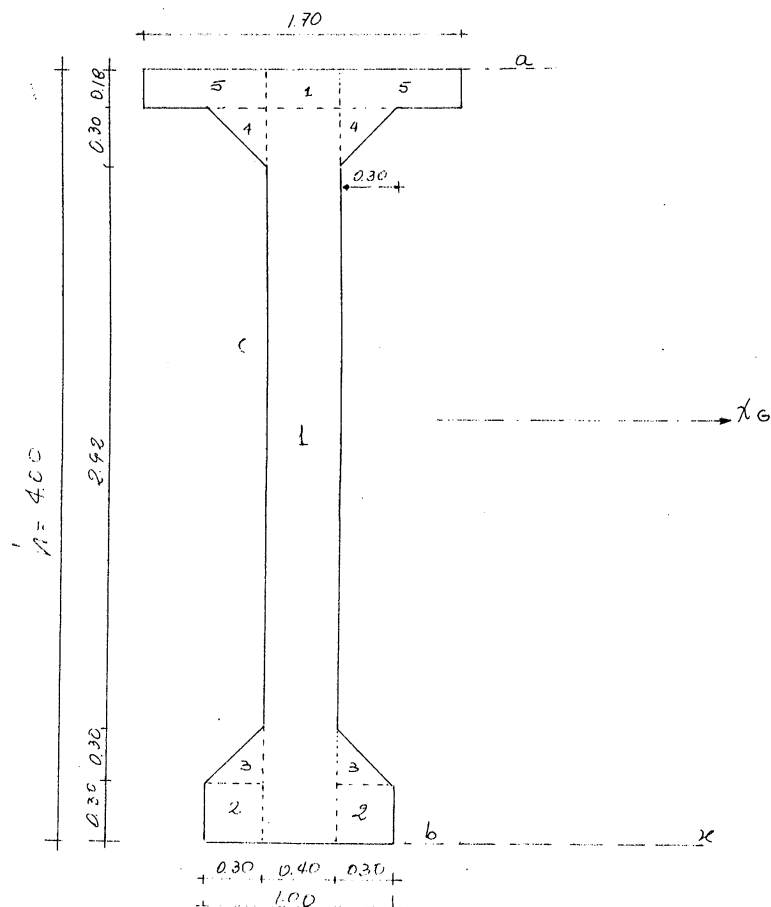
Se la coloca en la parte superior bajo la armadura principal:

$$A_s = (0,002)(18)(100) = 3,6 \text{ cm}^2.$$

Se coloca $1 \text{ } \emptyset 12$ a 30 cm.

- Detalle del armado de la losa:



b. Diseño de la Viga Postensada.Sección Transversal.Características de la sección.

Sección	Dimensiones bxh	Area m²	y m.	A.y m³	Ix m⁴
1	0,4 x 4,0	1,600	2,00	3,200	8,5330
2	0,3 x 0,3	0,180	0,15	0,027	0,0027
3	0,3 x 0,3	0,090	0,40	0,036	0,0149
4	0,3 x 0,3	0,090	3,72	0,335	1,2460
5	0,65x0,18	0,234	3,91	0,915	3,5800
		2,194		4,513	13,377

$$Y_b = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{4,513}{2,194} = 2,057 \text{ m.}$$

$$Y_a = H - Y_b = 4,00 - 2,057 = 1,943 \text{ m.}$$

$$I_G = I_x - A \cdot Y_b = 13,377 - (2,194)(2,057) = 4,09 \text{ m}^4.$$

$$r_a^2 = \frac{I}{Y_a} = 2,105 \text{ m}^3.$$

$$r_b^2 = \frac{I}{Y_b} = 1,988 \text{ m}^3.$$

Análisis de Cargas.

Peso Propio = $(2,194)(1)(2,4) = 5,2656 \text{ ton/m.}$

Capa de rodadura = $(0,05)(1,7)(2,4) = 0,204 \text{ ton/m.}$

Peso de pasamanos = $0,10 \text{ ton/m.}$

Peso de aceras = $(0,6)(0,20)(2,4) = 0,288 \text{ ton/m.}$

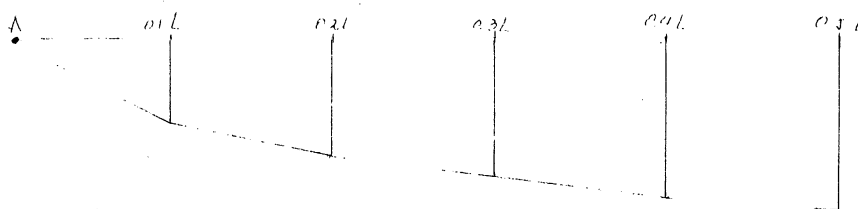
Carga Muerta total = $5,8576 \text{ ton/m.}$

Cálculo de Momentos.

- Peso Propio.- El cálculo se lo realiza para el décimo de la luz y el momento en cualquier sección vale: factor x $\frac{w \cdot l}{2}$

$$\text{factor} = \frac{Z \cdot X'}{L}$$

$$\text{El valor de } \frac{w \cdot l}{2} = \frac{(5,2656)(73)}{2} = 192,19$$



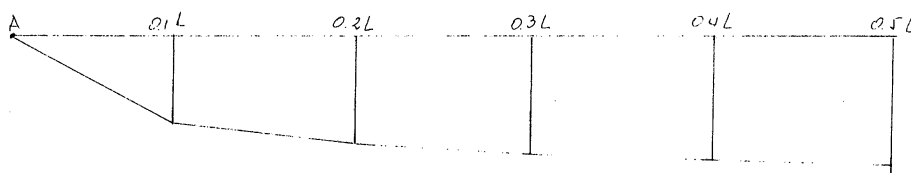
Factor : 6,57 11,68 15,33 17,52 18,25

Momento: 1262,69 2244,78 2946,27 3367,17 3507,55 ton.m.

- Carga Muerta.-

$$\text{Factor} = \frac{Z \cdot X'}{L}$$

$$\text{El valor de } \frac{w \cdot l}{2} = \frac{(5,8576)(73)}{2} = 213,80$$



Factor : 6,57 11,68 15,33 17,52 18,25

Momento: 1404,67 2497,18 3277,55 3745,78 3901,89 ton.m.

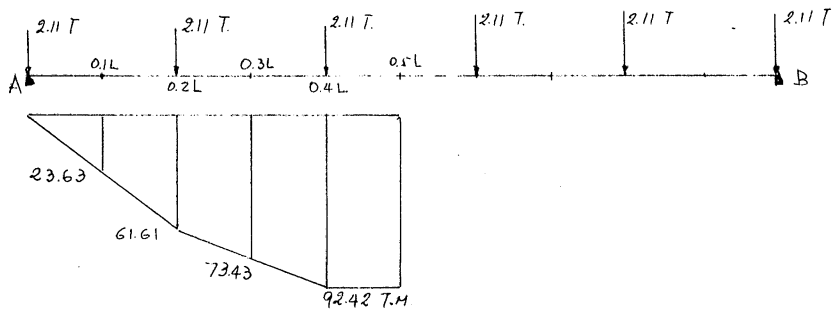
-Por Diafragmas.-

Area del Diafragma = 4,396 m.

Espesor = 0,20 m.

Peso = (4,396)(0,2)(2,4) = 2,11 ton.

Colocamos 6 diafragmas en toda la luz,obteniendo los momentos que se representan seguidamente:

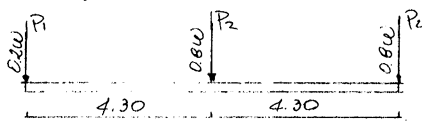


VARIACION DE LOS MOMENTOS DEBIDO A LA CARGA VIVA.

Cálculo de las líneas de Influencia.

Desarrollamos el cálculo para el tren de cargas tipo H20-S16-44

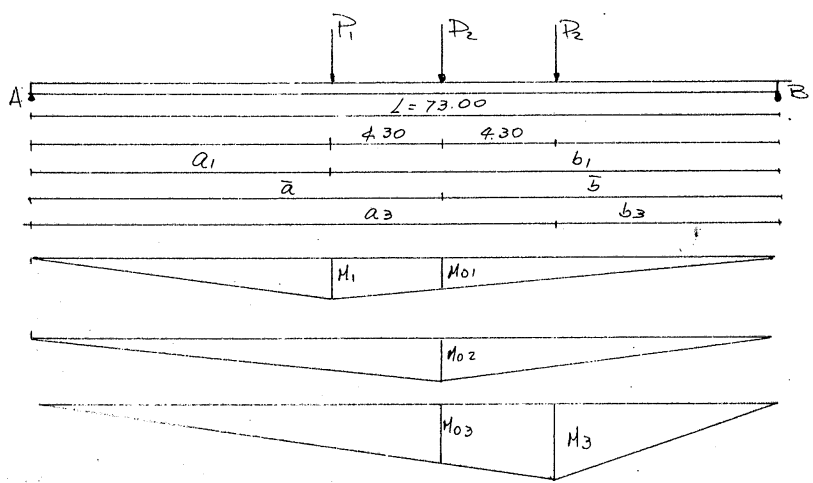
Coefficiente de impacto = 1,25



% W en libras.	8000	32000	32000
Con Impacto	10000	40000	40000
Ton .	4,535	18,14	18,14
Ton/viga	2,295	9,180	9,180

Factor de reducción a ton/viga = 0,506

Weyrauch indica un procedimiento para encontrar el momento - máximo y la posición más desfavorable del tren de carga para una sección cualquiera cuando se desplaza de A a B.



El momento máximo se produce cuando: $M_{o1} + M_{o2} + M_{o3}$

siendo:

$$M = \frac{P \cdot a \cdot b}{L}$$
$$M = \frac{(2,295) \cdot a \cdot b}{73} = \frac{a \cdot b}{31,8}$$
$$M_{o2} = \frac{(9,18) \bar{a} \cdot \bar{b}}{73} = \frac{\bar{a} \cdot \bar{b}}{7,95}$$
$$M_3 = \frac{a \cdot b}{7,95}$$
$$M_{o1} = \frac{M_1 \cdot \bar{b}}{b_1}$$
$$M_{o3} = \frac{M_3 \cdot \bar{a}}{a_3}$$

Cuadro de Valores:

Sección	Ubicación	a_1	$\bar{a}$	a_3	b_1	$\bar{b}$	b_3
Apoyo	0,00						
0,1 l.	7,30	3,00	7,30	11,6	70,0	67,5	61,4
0,2 l.	14,6	10,3	14,6	18,9	62,8	58,4	54,1
0,3 l.	21,9	17,6	21,9	26,2	55,4	51,1	46,8
0,4 l.	29,2	24,9	29,2	33,5	48,1	43,8	39,5
0,5 l.	36,5	32,2	36,5	40,8	40,8	36,5	32,2

Aplicando las fórmulas, calculamos los momentos:

Sección	M_1	M_3	M_{o1}	M_{o2}	M_{o3}	M_T
Apoyo						
0,1 l.	6,600	89,590	6,36	61,98	56,38	124,72
0,2 l.	20,33	128,60	19,9	107,2	99,36	226,52
0,3 l.	30,65	154,23	28,3	140,8	128,9	297,96
0,4 l.	37,65	166,45	34,3	160,9	145,1	340,24
0,5 l.	41,30	165,20	36,9	164,1	147,8	348,87

For. M.

Una vez obtenidos los valores de los momentos debido a las diferentes acciones, se deben comprobar las tensiones que se ejercen en el hormigón para diferentes combinaciones de cargas; es por esto, que anotaremos un compendio de momentos para las posibles situaciones de carga:

Estado 1 = Momento por peso propio.

Estado 2 = Momento por carga Muerta.

Estado 3 = Momento por diafragmas.

Estado 4 = Momento por carga muerta más diafragmas.

Estado 5 = Momento por carga Viva.

Estado 6 = Estado 4 más momento por carga viva.

Cuadro de Momentos para los diferentes Estados.

Sección	1	2	3	4	5	6	
Apoyo	0,0000	0,0000	0,000	0,00000	0,0000	0,00000	
0,1 L	1262,7	1404,67	23,63	1428,30	124,72	1553,02	
0,2 L	2244,8	2497,18	61,61	2558,79	226,52	2785,31	
0,3 L	2946,3	3277,55	73,43	3350,90	297,96	3648,94	
0,4 L	3367,1	3745,78	92,42	3838,20	340,24	4178,44	
0,5 L	3507,6	3901,89	92,42	3994,31	348,87	4343,18	ton.m.

Diseño de las Secciones.

Situaciones de Carga:

Primera = Peso propio + Fuerza inicial y final de pretensión.

Segunda = Estado 4 + Fuerza Final de pretensión.

Tercera = Estado 6 + Fuerza Final de pretensión.

1. Análisis de la Sección 0,5 L .-

Se procede a analizar esta sección por ser la más crítica, debido a que posee los mayores momentos.

Los Reglamentos establecen los siguientes límites para los esfuerzos tanto en la fibra superior como en la inferior, y son:

Esfuerzos temporales = $0,45 f'c = 157,5 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzos Finales = $0,40 f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$

siendo el valor de $f'c$ igual a 350 kg/cm^2

En los que respecta al sistema usado de Preesforzado será el de Postensado, empleando para el tensado tendones tipo Freyssinet de 12 hilos de 7 mm. de diámetro cada uno, cuyas características son:

Resistencia a la Ruptura = 76414 kg.

Fuerza Inicial de Pretensión = 61223 kg.

Fuerza Final de Pretensión = 45849 kg.

Partiendo de estos valores, procedemos a encontrar la Fuerza de Pretensión total efectiva que se requiere en la sección 0,5 L para un momento máximo de 4343,18 ton.m.

Encontramos la excentricidad "a" para un centro de gravedad de los cables de tanteo.

$$r^2 = \frac{I}{A} = 1,866 \text{ m}^2$$

$$K_a = \frac{r^2}{Y_b} = \frac{1,866}{2,057} = 0,907 \text{ m.}$$

Centro de gravedad de tanteo = 15 cm. de fibra inferior.

$$a = K_a + Y_b - 15 = 2,814 \text{ m.}$$

$$\text{El Preesfuerzo requerido será} = \frac{4343,18 \text{ ton.m.}}{2,814 \text{ m.}} = 1543,42 \text{ ton.}$$

$$\text{El mínimo número de cables será} = 1543,42 / 45,849 = 33,66.$$

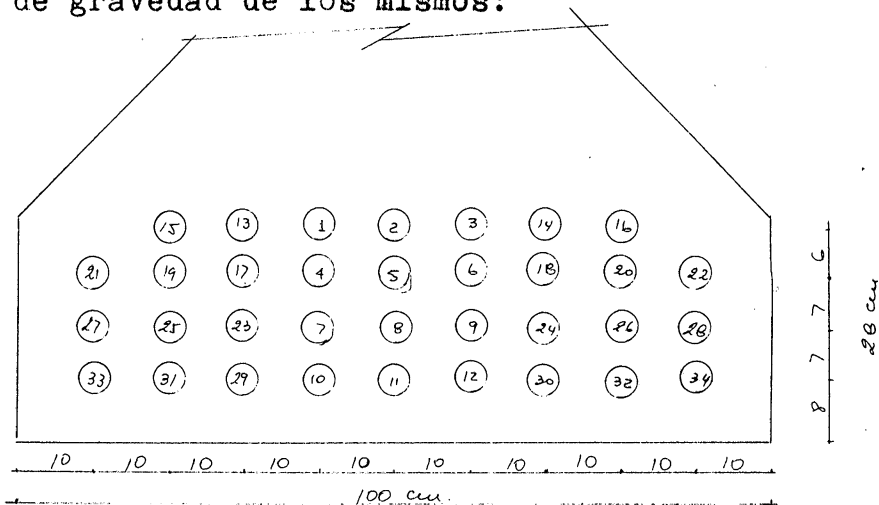
Adoptando 34 cables a colocarse.

$$\text{Fuerza Inicial de los cables} = 34 \times 61,223 = 2081,6 \text{ ton.}$$

$$\text{Fuerza Final de los cables} = 34 \times 45,849 = 1558,87 \text{ ton.}$$

Disposición de los cables.

Procedemos a disponer los cables, para luego determinar el centro de gravedad de los mismos:



$$\text{El c.d.g. será : } (9)(8) = 72 \text{ cm.}$$

$$(9)(15) = 135 \text{ cm.}$$

$$(9)(22) = 198 \text{ cm.}$$

$$(7)(28) = 196 \text{ cm.}$$

$$\underline{601 \text{ cm.}}$$

$$\text{c.d.g.} = \frac{601 \text{ cm.}}{34} = 17,7 \text{ cm.}$$

$$\text{La excentricidad en la sección es: } e = 2,057 - 0,177 = 1,88 \text{ m.}$$

Esfuerzos debido a los Cables.-

$$\text{Con Fuerza Inicial} = 2081,6 \text{ ton.}$$

$$\text{Esfuerzo en Fibra superior} = n_p = \frac{F}{A} - \frac{F \cdot e}{r a^2}$$

$$n_p = \frac{2081,6}{2,194} - \frac{(2081,6)(1,88)}{2,105} = -91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo en fibra inferior} = n_{p'} = \frac{F}{A} + \frac{F \cdot e}{r b^2}$$

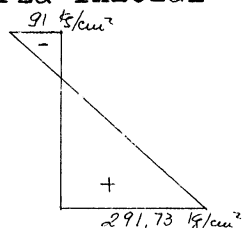
$$n_{p'} = \frac{2081,6}{2,194} + \frac{(2081,6)(1,88)}{1,988} = +291,73 \text{ kg/cm}^2$$

Con Fuerza Final = 1558,87 ton.

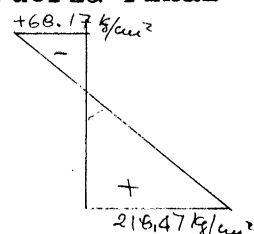
$$n_p = \frac{1558,87}{2,194} - \frac{(1558,87)(1,88)}{2,105} = -68,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_{p'} = \frac{1558,87}{2,194} + \frac{(1558,87)(1,88)}{1,988} = 218,47 \text{ kg/cm}^2$$

Con Fuerza Inicial



Con Fuerza Final



Análisis de la Primera Situación de Carga.-

Esfuerzos por peso propio:

$$M = 3507,55 \text{ ton.m.}$$

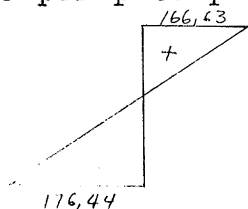
$$r a^2 = 2,105 \text{ m.}$$

$$r b^2 = 1,988 \text{ m.}$$

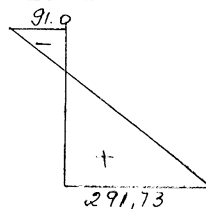
$$n_p = \frac{M}{r a^2} = \frac{3507,55}{2,105} = +166,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_{p'} = \frac{-M}{r b^2} = -\frac{3507,55}{1,988} = -176,44 \text{ kg/cm}^2$$

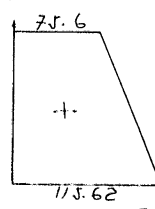
Esfuerzo por peso propio



Fuerza Inicial

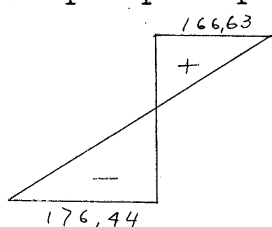


Total

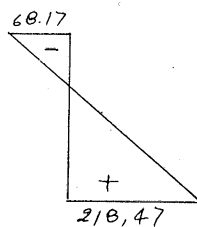


Valores que no superan al valor admisible de 157,5 kg/cm².

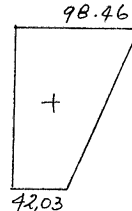
Esfuerzos por peso propio



Fuerza Final



Total



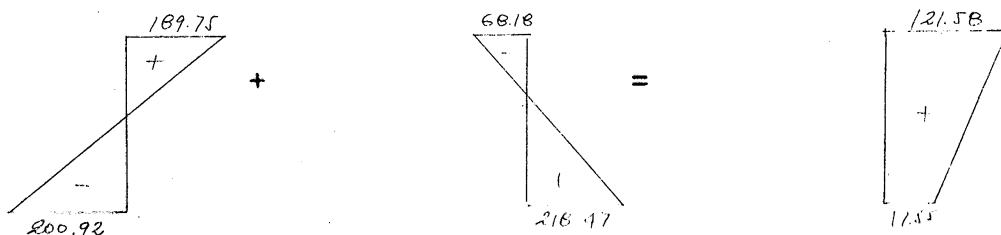
Valores que no superan el valor admisible de 140 kg/cm².

Análisis de la Segunda Situación de Carga.-

$$M = 3994,31 \text{ ton.m.}$$

$$np = \frac{3994,31}{2,105} = + 189,75 \text{ kg/cm}^2$$

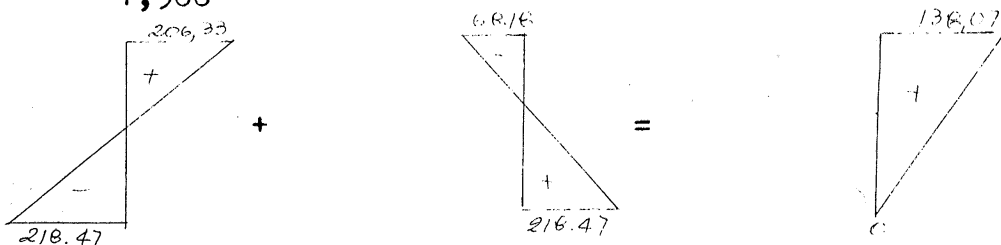
$$np' = \frac{3994,31}{1,988} = - 200,92 \text{ kg/cm}^2$$

Análisis de la Tercera Situación de Carga.-

$$M = 4343,18 \text{ ton.m.}$$

$$np = \frac{4343,18}{2,105} = + 206,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$np' = \frac{4343,18}{1,988} = - 218,47 \text{ kg/cm}^2$$



Como se aprecia, los esfuerzos calculados no superan a los esfuerzos límites; además se llega a alcanzar el valor de CERO - como esfuerzo de tracción en el hormigón, lo que indica que el mismo se encuentra totalmente precomprimido.

Se indica que en cálculo de la Fuerza final de pretensión se incluyen todas las pérdidas diferentes, anteriormente señaladas; lo que da como resultado de que si en la sección crítica los esfuerzos se cumplen, en las demás secciones también se cumplen; determinando, por tanto, que la sección escogida es suficiente.

Seguidamente se analizará la forma de colocación y trazado de los cables, comprobando los esfuerzos respectivos en las secciones por donde pasen.

Determinamos el centro de gravedad de los cables:

$$3 \times 30 \text{ cm} = 90 \text{ cm.}$$

$$3 \times 80 = 240$$

$$3 \times 130 = 390$$

$$3 \times 180 = 540$$

$$3 \times 230 = 690$$

$$3 \times 280 = 840$$

$$2 \times 330 = 660$$

$$2 \times 370 = 740$$

$$\underline{4190 \text{ cm.}}$$

$$\text{c.d.g.} = \frac{4190 \text{ cm.}}{22} = 190,45 \text{ cm.}$$

La Excentricidad es : $e = 2,058 - 1,9045 = 0,1534 \text{ m.}$

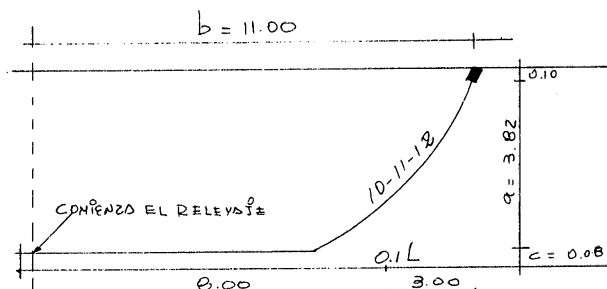
Excentricidad en la Sección 0,1 L .

La curva de relevaje es una parábola y se define con la ecuación: $y = k.x^2 + c$

c = distancia que existe entre el punto donde comienza el relevaje del cable y la base inferior de la viga.

k = constante igual a: $\frac{a}{b^2}$

El siguiente gráfico muestra la forma de relevaje de los cables 10 - 11 - 12.



$$k = \frac{3,82}{(11)^2} = 0,03157$$

Cuando $x = 8 \text{ m.}$ $y = 0,03157(8) + 0,08 = 2,10 \text{ m.}$

El mismo procedimiento se sigue para calcular la ubicación de los cables en esta y en las demás secciones.

Cables 13 - 14

$$x = 3,45 \text{ m.}$$

$$b = 11,0 \text{ m.}$$

$$c = 0,28 \text{ m.}$$

$$a = 4,0 - (0,28 + 0,30) = 3,42 \text{ m.}$$

$$k = 0,02826$$

$$y = 0,02826(3,45)^2 + 0,28 = 0,616 \text{ m.}$$

Cables 15 - 16

$$\begin{aligned}
 x &= 3,45 \text{ m.} & b &= 11,0 \text{ m.} \\
 & & c &= 0,28 \text{ m.} \\
 & & a &= 4,0 - (0,28 + 0,7) = 3,02 \text{ m.} \\
 & & k &= 0,02496 \\
 & & y &= 0,02496(3,45)^2 + 0,28 = 0,577 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

Cables 20 - 17 - 18

$$\begin{aligned}
 x &= 3,45 \text{ m.} & b &= 11,0 \text{ m.} \\
 & & c &= 0,22 \text{ m.} \\
 & & a &= 4,0 - (0,22 + 1,2) = 2,58 \text{ m.} \\
 & & k &= 0,0213 \\
 & & y &= 0,0213(3,45)^2 + 0,22 = 0,4735 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

Cables 21 - 22 - 19

$$\begin{aligned}
 x &= 3,45 \text{ m.} & b &= 11,0 \text{ m.} \\
 & & c &= 0,22 \text{ m.} \\
 & & a &= 4,0 - (0,22 + 1,7) = 2,08 \text{ m.} \\
 & & k &= 0,017 \\
 & & y &= 0,017(3,45)^2 + 0,22 = 0,425 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

Cables 26 - 23 - 24

$$\begin{aligned}
 x &= 3,45 \text{ m.} & b &= 11,0 \text{ m.} \\
 & & c &= 0,15 \text{ m.} \\
 & & a &= 4,0 - (0,15 + 2,2) = 1,65 \text{ m.} \\
 & & k &= 0,0136 \\
 & & y &= 0,0136(3,45)^2 + 0,15 = 0,312 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

Cables 27 - 28 - 25

$$\begin{aligned}
 x &= 3,45 \text{ m.} & b &= 11,0 \text{ m.} \\
 & & c &= 0,15 \text{ m.} \\
 & & a &= 4,0 - (0,15 + 2,7) = 1,15 \text{ m.} \\
 & & k &= 0,0095 \\
 & & y &= 0,0095(3,45)^2 + 0,15 = 0,263 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

Cables 32-29-30-33-44-31

$$\begin{aligned}
 c &= 0,09 \text{ m.} \\
 y &= 0,08 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

El c.d.g. de los cables corresponde a : $\frac{1364,65 \text{ cm.}}{25} = 54,58 \text{ cm.}$

Excentricidad = $2,057 - 0,546 = 1,511 \text{ m.}$

$e = 1,511 \text{ m.}$

Excentricidad en la Sección 0,2 L .Cables: 4 - 5 - 6

$$x = 10,05 \text{ m.}$$

$$b = 11,0 \text{ m.}$$

$$c = 0,22 \text{ m.}$$

$$a = 4,0 - (0,22 + 0,10) = 3,68 \text{ m.}$$

$$k = 0,0304$$

$$y = 0,0304(10,05)^2 + 0,22 = 3,29 \text{ m.}$$

Cables: 7 - 8 - 9

$$x = 5,50 \text{ m.}$$

$$b = 11,0 \text{ m.}$$

$$c = 0,15 \text{ m.}$$

$$a = 4,0 - (0,15 + 0,10) = 3,75 \text{ m.}$$

$$k = 0,031$$

$$y = 0,031(5,50)^2 + 0,15 = 1,09 \text{ m.}$$

Cables: 10 - 11 - 12

$$x = 0,95 \text{ m.}$$

$$b = 11,0 \text{ m.}$$

$$c = 0,08 \text{ m.}$$

$$a = 4,0 - (0,08 + 0,10) = 3,82 \text{ m.}$$

$$k = 0,03157$$

$$y = 0,03157(0,95)^2 + 0,08 = 0,105 \text{ m.}$$

Cables: 13-14-15-16 $y = 0,28$ Cables: 20-17-18;21-22-19 $y = 0,22 \text{ m.}$ Cables: 26-23-24;27-28-25 $y = 0,15 \text{ m.}$ Cables: 32-29-30;33-44-31 $y = 0,08 \text{ m.}$

El c.d.g. de los cables es: $\frac{1727,50}{31} = 55,73 \text{ cm.}$

$$\text{Excentricidad} = e = 2,057 - 0,5573 = 1,50 \text{ m.}$$

Excentricidad en la Sección 0,3 L.Cables: 1 - 2 - 3

$$x = 7,3 \text{ m.}$$

$$b = 11,0 \text{ m.}$$

$$c = 0,28 \text{ m.}$$

$$a = 4,0 - (0,28 + 0,10) = 3,62 \text{ m.}$$

$$k = 0,0299$$

$$y = 0,0299(7,3)^2 + 0,28 = 1,873 \text{ m.}$$

Cables: 15-13-14-16 $y = 0,28 \text{ m.}$ Cables: 21-19-17;18-20-22 $y = 0,22 \text{ m.}$ Cables: 27-25-23;7-8-9;24-26-28 $y = 0,15 \text{ m.}$

Cables: 4 - 5 - 6

$$x = 3,7 \text{ m.}$$

$$b = 11,0 \text{ m.}$$

$$c = 0,22 \text{ m.}$$

$$a = 4,0 - (0,22 + 0,10) = 3,68 \text{ m.}$$

$$k = 0,0304$$

$$y = 0,0304(3,7)^2 + 0,22 = 0,64 \text{ m.}$$

Cables: 33-31-29;10-11-12;30-32-34 $y = 0,08 \text{ m.}$

El c.d.g. de los cables es : $1204,9/34 = 35,0 \text{ cm.}$

Excentricidad = $e = 2,057 - 0,35 = 1,708 \text{ m.}$

Las secciones transversales de las diferentes zonas de relevaje de los cables se muestran en el plano estructural.

Una vez calculadas las excentricidades en todas las secciones, se comprueba las tensiones en las fibras superior e inferior de las mismas, que no serán mayores de los límites.

Cálculo de los Esfuerzos en el Apoyo.

Este cálculo se lo realiza de igual manera como se lo efectuó para la sección 0,5 L. Llegan 22 cables.

Fuerza Inicial de Preesfuerzo = $22 \times 61,223 = 1346,91 \text{ ton.}$

Fuerza Final de Preesfuerzo = $22 \times 45,849 = 1008,68 \text{ ton.}$

Excentricidad = $0,1534 \text{ m.}$

Area = $4,126 \text{ m.}$

Momento = $0,00 \text{ ton.m.}$

$$ra^2 = 2,9758 \text{ m}^3$$

$$rb^2 = 2,8080 \text{ m}^3$$

Esfuerzos para F Inicial = $1346,91 \text{ ton.}$

$$np = \frac{1346,91}{4,126} - \frac{(1346,91)(0,1534)}{2,9758} = + 25,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$np' = \frac{1346,91}{4,126} + \frac{(1346,91)(0,1534)}{2,8080} = + 25,28 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos para F Final = $1008,68 \text{ ton.}$

$$np = \frac{1008,68}{4,126} - \frac{(1008,68)(0,1534)}{2,9758} = + 19,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$np' = \frac{1008,68}{4,126} + \frac{(1008,68)(0,1534)}{2,8080} = + 29,95 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de los Esfuerzos en las demás Secciones.

El procedimiento para realizar este cálculo es similar al realizado para la sección 0,5 L ,indicando que se tomará las excentricidades calculadas con las respectivas fuerzas de presfuerzo para cada sección de acuerdo con el número de cables que lleguen;para simplificar este cálculo se ha resumido en forma - de cuadro todos los esfuerzos calculados.

Cuadro de las Fuerzas de Pretensión para las Secciones:

A la Sección 0,1 L llegan 25 cables	F Inicial = 1530,58 ton. F Final = 1146,23 ton.
A la Sección 0,2 L llegan 31 cables	F Inicial = 1897,91 ton. F Final = 1421,32 ton.
A la Sección 0,3 L llegan 34 cables	F Inicial = 2081,58 ton. F Final = 1558,87 ton.
A la Sección 0,4 L llegan 34 cables	F Inicial = 2081,58 ton. F Final = 1558,87 ton.

Debido a que la sección permanece constante tendremos:

Area = 2,194 m.

$ra^2 = 2,105 \text{ m}^3$

$rb^2 = 1,988 \text{ m}^3$

Los esfuerzos se comprueban para las 3 situaciones de Carga antes mencionadas.

Primera Situación de Carga.-

Sección	e m.	Momento P.P. ton m	ESFUERZO : P.P.		ESFUERZO : F. INICIAL		ESFUERZO : F. FINAL	
			np	np'	np	np'	np	np'
0,1 L	1,511	1262,69	60,00	-63,52	-40,11	186,10	-24,75	144,67
0,2 L	1,500	2244,78	106,6	-112,9	-48,74	229,71	-36,50	172,02
0,3 L	1,708	2946,27	139,9	-148,2	-74,02	251,94	-55,44	204,98
0,4 L	1,880	3367,17	160,0	-169,4	-91,00	291,73	-68,17	218,47

Sección	Esfuerzos:p.p+F.I.		Esfuerzos:p.p+F.F.	
	np	np'	np	np'
0,1 L	19,89	122,58	35,27	81,15
0,2 L	57,90	116,79	70,14	59,10
0,3 L	65,01	103,74	84,52	56,78
0,4 L	68,96	122,36	91,79	49,10

Segunda Situación de Carga.-

Sección	e m.	MOMENTO ESTADO 4	ESFUERZO: ESTADO 4		ESFUERZO: F. FINAL	
			np	np'	np	np'
0,1 L	1,511	1428,30	67,85	-71,84	-24,73	144,67
0,2 L	1,500	2558,79	121,6	-128,7	-36,50	172,02
0,3 L	1,708	3350,90	159,2	-168,6	-55,44	204,98
0,4 L	1,880	3838,70	182,4	-193,1	-68,17	218,17

Sección	Esfuerzo: Estado 4 + F Final	
	np	np'
0,1 L	43,12	72,82
0,2 L	85,06	43,31
0,3 L	103,75	36,42
0,4 L	114,19	25,09

Tercera Situación de Carga.-

Sección	e m.	MOMENTO ESTADO 6	ESFUERZO: ESTADO 6		ESFUERZO: F. FINAL	
			np	np'	np	np'
0,1 L	1,511	1553,02	73,78	-78,12	-24,73	144,67
0,2 L	1,500	2785,31	132,3	-140,0	-36,50	172,02
0,3 L	1,708	3648,94	173,4	-183,6	-55,44	204,98
0,4 L	1,880	4178,44	198,5	-210,2	-68,17	218,17

Sección	Esfuerzo: Estado 6 + F Final	
	np	np'
0,1 L	49,05	66,55
0,2 L	95,81	32,01
0,3 L	117,91	21,43
0,4 L	130,35	7,96

Observaciones:

- Los esfuerzos que están tabulados en las tablas anteriores - están expresados en kg/cm².
- Los Esfuerzos en las diferentes situaciones de Carga anotadas no superan los valores correspondientes a los esfuerzos límites, cuyos valores son de 157,5 kg/cm² y 140 kg/cm².

Luego de haber realizado el chequeo de las tensiones en cada una de las secciones en las que se ha dividido - la viga, es necesario chequear las cargas límites debidos a los momentos de rotura y además el Esfuerzo Cortante.

Comprobación para Cargas Límites.

Momento Factor Límite en $0,5 L = 1,5 \text{ Mcm} + 2,5 \text{ Mcv}$.

Momento por Carga Muerta = 3994,31 ton.m.

Momento por Carga Viva = 348,87 ton.m.

Momento Factor Límite = 6863,64 ton.m.

Area de cada cable de acero = 4,68 cm².

Area total de acero = $34 \times 4,68 = 159,12 \text{ cm}^2$.

$d = Y_a + e = 1,988 + 1,880 = 386,8 \text{ cm}$.

b = Ancho del patín de la viga = 170 cm.

b' = Alma de la viga = 40 cm.

t = Espesor de la losa de tráfico = 18 cm.

$f's$ = Resistencia del Acero = 17500 kg/cm².

$f'c$ = Resistencia del Hormigón = 350 kg/cm².

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{159,12}{(170)(386,8)} = 0,00242$$

$f_{su} = f's(1 - 0,5 \cdot \rho \cdot \frac{f's}{f'c}) = 16441,25 \text{ kg/cm}^2$.

Comprobamos espesor de la placa con : $\frac{1,4 \rho \cdot f_{su} \cdot d}{f'c} = 61,56 \text{ cm}$.

Como el espesor 61,56 cm. es mayor que 18 cm. aplicamos:

$$M \text{ último} = \phi \left[A_{sr} \cdot f_{su} \cdot d \left(1 - 0,59 \frac{A_{sr} \cdot f_{su}}{b \cdot d \cdot f'c} \right) + 0,85 f'c (b - b') t (d - 0,5t) \right]$$

En donde: $\phi = 0,90$

$$A_{sr} = A_s - A_{sf}$$

$$A_{sf} = \frac{0,85 f'c (b - b') t}{f_{su}} = 42,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = 159,12 - 42,34 = 116,78 \text{ cm}^2$$

Aplicando la fórmula, tenemos: $M \text{ último} = 9493,00 \text{ ton.m}$.

Como el momento último es mayor que el momento factor límite, estamos en condiciones de seguridad en lo que respecta a la ruptura de la viga por insuficiencia de hormigón o acero.

Comprobación del Porcentaje de acero de Preesfuerzo.

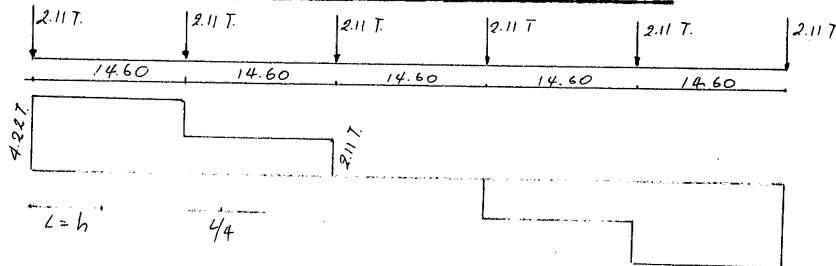
Usamos la siguiente fórmula: $\frac{A_{sr} \cdot f_{su}}{b' \cdot d \cdot f'c} \leq 0,34$

Aplicando la fórmula obtenemos el valor de 0,35 que es ligeramente al valor límite, pero que es aceptado.

Comprobación del Esfuerzo Cortante.-

Es suficiente realizar la comprobación del Esfuerzo Cortante en las secciones que distan del apoyo una distancia igual a la altura de la viga y una igual a $L/4$.

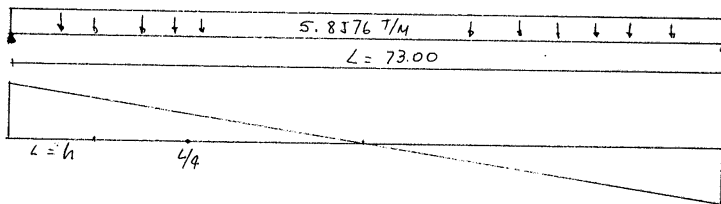
- Cortantes Debido a los Diafragmas.



Cortante en la sección $h = 4,00 \text{ m.} : V = 4,22 \text{ ton.}$

Cortante en la sección $L/4 = 18,25 \text{ m.} : V = 2,11 \text{ ton.}$

- Cortantes Debido a la Carga Muerta.



En el Apoyo : $V = \frac{p \cdot l}{2} = \frac{5,8576 \times 73}{2} = 213,8 \text{ ton.}$

En la sección $h = 4,0 \text{ m.} \quad V = 190,37 \text{ ton.}$

En la sección $L/4 \quad V = 106,90 \text{ ton.}$

- Cortantes Debido a la Carga Viva.

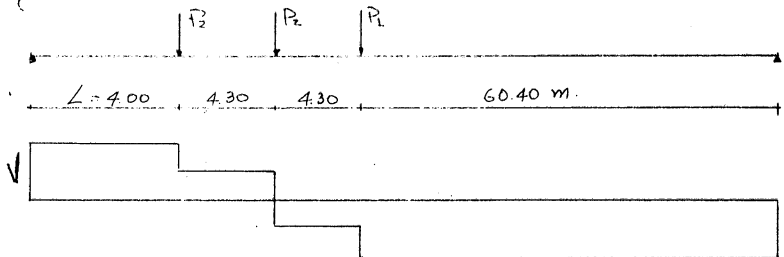
Se coloca el tren de carga en la sección en que se desea calcular el cortante:

$h = 4,0 \text{ m.}$

$P = 2,295 \text{ ton.}$

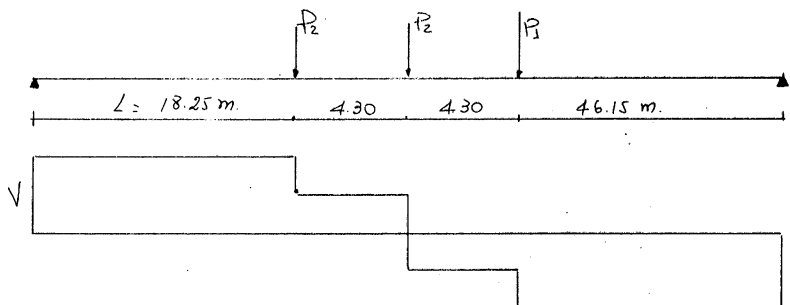
$P = 9,180 \text{ ton.}$

$V = 17,63 \text{ ton}$



Para $L/4$ tenemos:

$V = 15,02 \text{ ton.}$



Los Esfuerzos Cortantes definitivos son:

En la sección h = 4,0 m.

Cortante por carga muerta = 194,59 ton.

Cortante por carga viva = 17,630 ton.

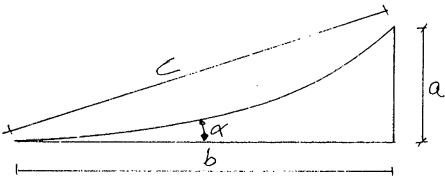
En la sección L/4 = 18,25 m.

Cortante por carga muerta = 109,01 ton.

Cortante por carga viva = 15,020 ton.

- Fuerza tomada por los Cables.

Los cables que se han relevado disminuyen el esfuerzo cortante de diseño, es por esto, que se encuentra las diferentes fuerzas que toman los cables, usando las siguientes fórmulas:



$F_d = R \operatorname{sen} \alpha$
 $\operatorname{sen} \alpha = a/c$
 $\tan \alpha = a/b$
 $F = \text{Fuerza de pretensión.}$

Para la Sección h = 4,0 m.

Cables	b(m)	a(m)	c(m)	Sen α	F(ton)	Fd(ton)
13-14	11,00	3,42	11,52	0,2969	91,698	27,22
15-16	11,00	3,02	11,41	0,2647	91,698	24,27
20-17-18	11,00	2,58	11,30	0,2283	137,55	31,40
21-22-19	11,00	2,08	11,20	0,1858	137,55	25,56
26-23-24	11,00	1,65	11,12	0,1480	137,55	20,36
27-28-25	11,00	1,12	11,06	0,1008	137,55	13,86
32-29-30	4,550	0,72	4,61	0,1563	137,55	21,50
33-34-31	4,550	0,22	4,55	0,0483	137,55	6,64
						170,81

Para la sección L/4 = 18,25 m.

Cables	b (m)	a (m)	c m	sen α	F ton	F d ton
4-5-6	11,00	3,68	11,60	0,3173	137,55	43,64
7-8-9	11,00	3,75	11,62	0,3227	137,55	44,39
						88,03

- Fuerza de Corte Límite.

Esta fuerza viene dada por: 1,5 Vcm.+ 2,5 Vcv.

Para la sección h = 4,0 m. Vlí_m= 335,96 ton.

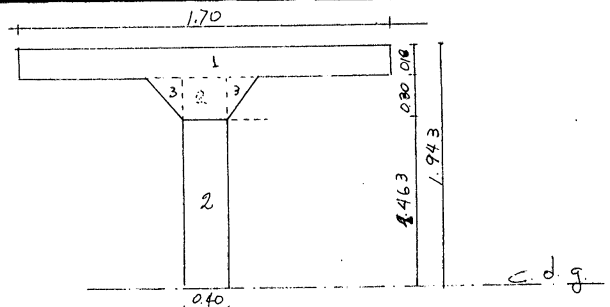
Para la sección L/4 =18,25 m. Vlí_m = 201,07 ton.

Fuerza Cortante de Diseño.

Para la sección $h = 4,0$ m. $V_d = 335,96 - 170,81 = 165,15$ ton.

Para la sección $L = 18,25$ m. $V_d = 201,07 - 88,03 = 113,04$ ton.

Para la comprobación de los esfuerzos cortantes principales - y secundarios, se toma el cortante: $V_d = 165,15$ ton.

Cálculo del Esfuerzo Cortante Principal.

Hallamos el momento estático (Q) con respecto al c.d.g. de la viga:

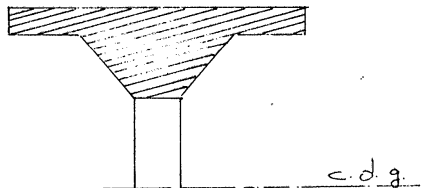
$$Q = 0,567 + 0,6216 + 0,14967 = 1,33827 \text{ m}^3$$

Inercia = $4,09 \text{ m}^4$

$$z = \frac{I}{Q} = 3,059 \text{ m.}$$

$$t = \text{Esfuerzo Cortante Principal} = \frac{V_d}{z \cdot b}$$

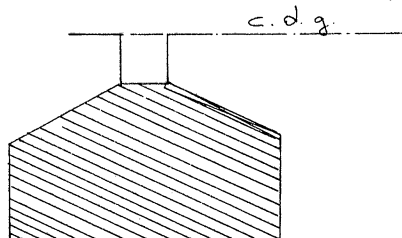
$$t = \frac{165,15}{(3,059)(0,4)} = 13,50 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante en la Cabeza Superior de la Viga.

$$Q = 0,567 + 0,194 + 0,14967 = 0,9107 \text{ m}^3$$

$$z = \frac{4,09}{0,9107} = 4,5 \text{ m.}$$

$$t_{\text{sup.}} = 9,175 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante en la Cabeza Inferior de la Viga.

$$Q = 0,5721 + 0,149 + 0,193 = 0,9141 \text{ m}^3$$

$$z = \frac{4,09}{0,9141} = 4,479 \text{ m.}$$

$$t \text{ inf.} = \frac{165,15}{(4,479)(0,4)} = 9,22 \text{ kg/cm}^2$$

Comprobación del Esfuerzo Cortante.- Se comprueba mediante la

$$\text{fórmula: } \theta = \sqrt{t^2 + \frac{t \text{ sup.}}{4}} - \frac{t \text{ sup.}}{2}$$

$$\theta = \sqrt{(13,5)^2 + \frac{9,175}{4}} - \frac{9,175}{2} = 9,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\theta = 9,00 \text{ kg/cm}^2$$

Las normas especifican un cortante máximo admisible en el hormigón igual a $0,03 f'c.$, o sea, $(0,03)(350) = 10,5 \text{ kg/cm}^2$.

Como el cortante calculado es menor que el cortante admisible, estamos asegurados para el cortante, no necesitándose armadura de refuerzo; pese a esta situación, se debe colocar el refuerzo mínimo especificado según las normas por efecto de construcción, tomando una cuantía $\rho = 0,002$.

La armadura necesaria será $= 0,002 \times b \times s$.

s = espaciamiento de estribos, igual a 20 cm.

b = ancho del alma = 40 cm.

$As = 0,002 \times 40 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$. colocándo estribos 1 $\emptyset 14$

Debido al gran canto de viga que se tiene, se coloca Armadura de Piel cada 20 cm. usando para ello $\emptyset 16$.

Cálculo de las Deflexiones.

En puentes compuestos por vigas rectas, Camber indica que hay que chequear las deflexiones que se producen, indicando que se produce una deflexión hacia abajo por efecto del peso propio y carga viva; en cambio, que la fuerza de pretensión produce una deflexión hacia arriba.

Hay que señalar que este tipo de deflexiones se producen tanto en los cables como en el hormigón, debido a la retracción y fluencia de los mismos.

Deflexión por Carga Muerta.

Se calcula usando la siguiente fórmula: $\Delta = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$

$w = 58,576 \text{ kg/cm.}$

$L = 73,0 \text{ m.}$

$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

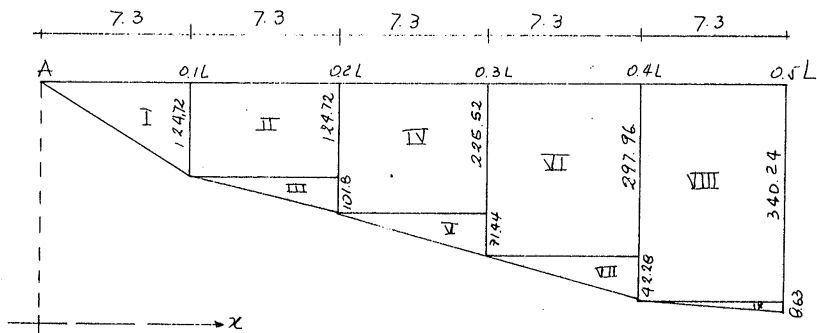
$E = 126000 + 500 f'c = 301000 \text{ kg/cm}^2$

$I = 4,09 \text{ m}^4$

Aplicando la fórmula, tenemos $\Delta = 17,58 \text{ cm.}$ hacia abajo.

Deflexión por Carga Muerta.

Con el objeto de encontrar la verdadera deflexión, a la viga la cargamos con el diagrama de momentos debido a la carga.



Sección	Dimensiones m x ton x m.	Area ton.m ²	x m.	L/2 - x m.	A(L/2 - x) ton.m ³
I	(0,5)(7,3)(124,72)	455,29	4,870	31,63	14400,82
II	(7,3)(124,72)	919,46	10,95	25,55	23262,25
III	(0,5)(7,3)(101,80)	371,57	12,17	24,33	9040,30
IV	(7,3)(226,52)	1653,6	18,25	18,25	30178,20
V	(0,5)(7,3)(71,440)	260,76	19,47	17,03	4440,740
VI	(7,3)(297,96)	2175,1	25,55	10,95	23817,45
VII	(0,5)(7,3)(42,280)	154,32	26,77	9,73	1501,530
VIII	(7,3)(340,24)	2483,7	32,85	3,65	9065,690
IX	(0,5)(7,3)(8,6390)	31,5	34,07	2,43	76,550
		8496,4			115783,5

$\text{Area} \times L/2 = 8496,4 \times 36,5 = 310117,14 \text{ ton.m}^3$

$\text{Deflexión} = \frac{310117,14 - 115783,53}{E \cdot I}$

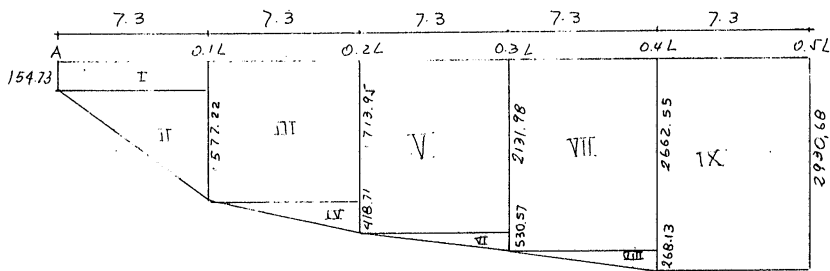
$\Delta = 1,58 \text{ cm.}$ hacia abajo.

Deflexión por fuerza de Pretensión.

Consideramos un diagrama de momentos debido a la fuerza final de pretensión que producen los cables en cada sección.

Sección	e m.	# cables	F Final ton.	Momento ton.m.
Apoyo	0,1534	22	1008,68	154,730
0,1 L	1,5110	25	1146,23	1731,95
0,2 L	1,5000	31	1421,32	2131,98
0,3 L	1,7080	34	1558,87	2662,55
0,4 L	1,8800	34	1558,87	2930,68
0,5 L	1,8800	34	1558,87	2930,68

Obteniendo el siguiente diagrama de Momentos:



Sección	Dimensiones m x ton x m.	Area. ton.m ³	x m.	$\frac{L}{2} - x$ m.	$A(L/2 - x)$ ton.m ³
I	(7,3)(154,73)	1129,530	3,650	32,85	37105,06
II	(0,5)(7,3)(1577,22)	5756,860	4,870	31,63	182089,7
III	(7,3)(1713,27)	12506,87	10,95	25,55	319550,5
IV	(0,5)(7,3)(418,710)	1528,290	12,17	24,33	37183,30
V	(7,3)(2131,98)	15563,45	18,25	18,25	284032,9
VI	(0,5)(7,3)(530,570)	1936,580	19,47	17,03	32979,96
VII	(7,3)(2662,55)	19436,61	25,55	10,95	212830,9
VIII	(0,5)(7,3)(268,130)	978,6700	26,77	9,73	9522,5
IX	(7,3)(2930,68)	21393,96	32,85	3,65	78088,00
		80230,82			1193382,7

$Area \times L/2 = 80230,82 \times 36,5 = 2928424,9 \text{ ton.m}^3$

$Deflexión = \frac{2928424,9 - 1193382,7}{E.I.} = 14,08 \text{ cm. hacia arriba.}$

Resumen de deflexiones.

$Carga Muerta - cables = 17,58 - 14,08 = 3,5 \text{ cm. hacia abajo}$

$Carga Muerta + Carga Viva - Cables = 5,08 \text{ cm. hacia abajo.}$

Según las normas la deflexión máxima es: $\frac{L}{800}$, es decir el valor de 9,13 cm.; Como la deflexión calculada es menor que la deflexión dada por la norma, estamos en condición de seguridad en lo que respecta a la deflexión de la viga.

Refuerzo en la Superficie que apoyan los conos de anclaje.

Con el incremento dado a la sección de la viga al llegar al lugar de ubicación de los conos de anclaje, se garantiza la seguridad de los conos de anclaje; a pesar de ello, se ha disminuído, al llegar al extremo, la distancia de colocación de los estribos respectivos, asegurándonos definitivamente que los conos de anclaje no sufran esfuerzos posteriores.

Características del Cono Freyssinet.

En el proceso de pretensión se usarán conos de anclaje - tipo Freyssinet, los cuales presentan las siguientes características importantes:

Cono Hembra.

Diámetro exterior	= 12 cm.
Diámetro interior	= 6,2 cm.
Pendiente del cono	= 1:8
Altura	= 12 cm.
Peso	= 4,4 kg.

Cono Macho.

Diámetro exterior	= 5,9 cm.
Tubo central	= 2 cm.

Sistema de Anclaje Freyssinet.

Tendremos presente las consideraciones presentes:

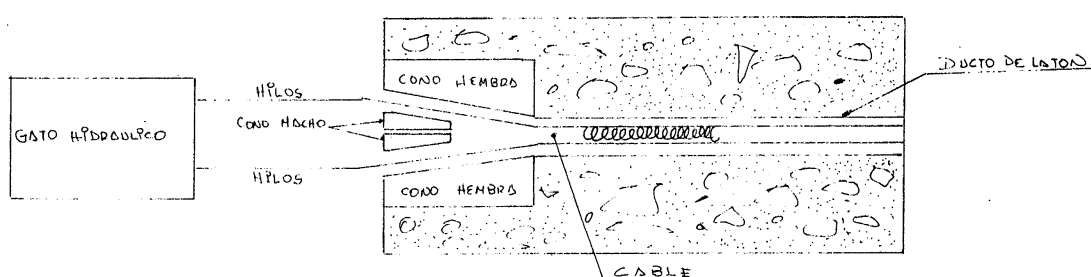
1. El cono hembra es un bloque cilíndrico de hormigón de alta resistencia provista de un agujero cónico central de pendiente 1:8 aproximadamente, y que lleva interiormente - un zuncho de pequeño paso de acero duro de alta resistencia, y exteriormente un zuncho de acero dulce en capas múltiples y de sección cuatro o cinco veces mayor que la del zuncho interior.

2. El cono macho concéntrico con el cono hembra y de menor diámetro que este último, dimensionado de manera que quede la holgura necesaria para que los hilos del cable puedan ser colocados entre ambos; el cono macho está taladrado axialmente por un ducto que sirve para las inyecciones del mortero cemento-arena.

El proceso de anclaje de los cables es el siguiente:

- Una vez colocado el cono hembra en la viga e introducido el cable en el ducto, tomamos los hilos del cable y los tensamos mediante un gato hidráulico.
- Cuando todos los hilos del cable están tensados colocamos el cono macho, que mantiene la tensión, debido a que se produce rozamiento entre los conos y los hilos del cable tensados.

Diagrama de Anclaje tipo Freyssinet.



c. Diseño del Muro Estribo.

Las funciones que cumple este muro son las mismas que las enunciadas ya anteriormente; este muro sustentará las vigas y será de tipo Cantiliver, debido a su gran altura.

Datos:

Carga total = $R = 236,78 \text{ kg/cm}$.

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

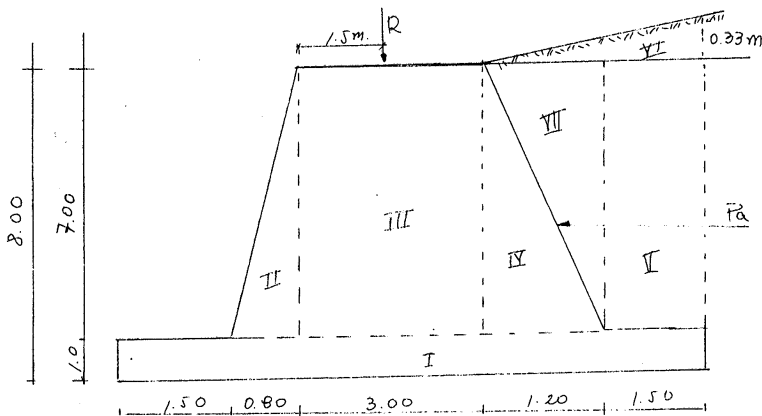
Carga Admisible del terreno = 8 kg/cm^2 .

Coefficiente de Rankine = $k = 0,33$

Peso del relleno = $1,8 \text{ ton/m}^3$.

Peso del hormigón = $2,4 \text{ ton/m}^3$.

Sección Transversal.



La presión ejercida por el terreno es: $P_a = \frac{w \cdot h^2 \cdot k}{2}$

$P_a = \frac{(1,8)(8)^2(0,33)}{2} = 19,0 \text{ ton/m.}$

Determinamos Momentos con respecto al Punto A.

Fuerza	Intensidad ton.	Distancia m.	Momento ton.m.
I	19,2	4,00	76,800
II	6,72	2,03	13,660
III	50,4	3,80	191,52
IV	10,1	6,70	67,540
V	18,9	7,25	137,05
VI	0,80	7,10	5,68
VII	7,56	6,10	46,12
R	236,78	3,80	899,76
Pa	19,0	2,67	-50,73
$\leq C_v$ 350,46			$\leq M$ 1387,4

Posición de la resultante de las fuerzas:

$X = \frac{\leq M}{\leq C_v} = \frac{1387,4}{350,46} = 3,96 \text{ m.}$

La resultante se encuentra dentro del tercio medio.

Excentricidad de la resultante = $4,0 - 3,96 = 0,04 \text{ m.}$

Los esfuerzos de trabajo se calculan mediante la fórmula:

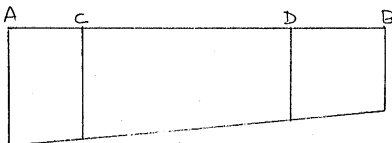
$\sigma_{A,B} = \frac{\leq F_v}{A} \pm \frac{6 \cdot e \cdot F_v}{b \cdot B}$

$\sigma_{A,B} = \frac{350,46}{(8,0)(1)} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,04}{8,0} \right)$

$\sigma_A = 45,12 \text{ ton/m}^2$

$\sigma_B = 42,5 \text{ ton/m}^2$

Diagrama de reacción.



$\sigma_C = 43,56 \text{ ton/m}^2$

$\sigma_D = 42,75 \text{ ton/m}^2$

Diseño del Voladizo Izquierdo.

Tomamos Momentos con respecto al punto C del diagrama de reacción y tenemos: $M = - 46,2 \text{ ton.m.}$

- Comprobación del canto mínimo.-

$$M_d = 73,92 \text{ ton.m.}$$

$$b = 100 \text{ cm.} \quad d = 1,77 \sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{cd}}} = 41 \text{ cm.}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

Adoptamos una altura en el extremo del voladizo de 50 cm.

- Cálculo del Momento reducido:

$$u_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,06$$

Entrando en la tabla universal con el valor de u_d se determina el valor de $\omega = 0,063$ y la cantidad de armadura es:

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{sd}} = 38,9 \text{ cm}^2. \text{ Adoptando } 8 \text{ } \emptyset 25 \text{ a } 15 \text{ cm.}$$

Diseño del Voladizo Derecho.

Tomamos momentos con respecto al punto D del diagrama de reacción y tenemos: $M = - 24,51 \text{ ton.m.}$

- Comprobación del Canto Mínimo.-

$$M_d = 39,22 \text{ ton.m.}$$

$$b = 100 \text{ cm.} \quad d = 1,77 \sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{cd}}} = 29,6 \text{ cm.}$$

$$f_{sd} = 2087 \text{ kg/cm}^2$$

Adoptamos una altura en el extremo del voladizo de 50 cm.

- Cálculo del momento reducido:

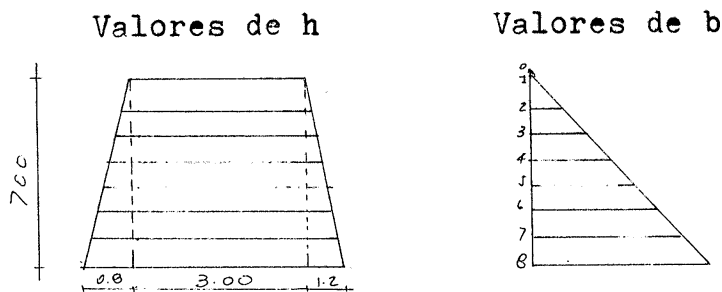
$$u_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,03$$

Entrando en la tabla universal con el valor de u_d , se determina $\omega = 0,031$, y la cantidad de armadura es:

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{sd}} = 19,13 \text{ cm}^2. \text{ Adoptando } 6 \text{ } \emptyset 20 \text{ a } 20 \text{ cm.}$$

Diseño de la Pantalla Vertical.

Esta pantalla se la diseña como si se tratara de una losa vertical, procediendo a dividir la misma en varias posiciones con el fin de calcular la armadura necesaria.



Las mismas fórmulas expresadas anteriormente se aplican.

Posición	b m.	H m.	H ² m ²	M Ton.M.	h m.	d m.	As cm ²	Ø	No.
1	0,36	0,33	0,110	0,007	3,00	2,92	0,002	20	1
2	1,45	1,33	1,769	0,430	3,28	3,20	0,130	20	1
3	2,54	2,33	5,430	2,300	3,57	3,49	0,620	20	1
4	3,63	3,33	11,10	6,720	3,86	3,78	1,670	20	1
5	4,72	4,33	18,75	14,75	4,14	4,06	3,420	20	1
6	5,82	5,33	28,41	27,56	4,43	4,35	5,950	20	2
7	6,91	6,33	40,07	46,15	4,72	4,64	9,350	20	3
8	8,00	7,33	53,73	71,64	5,00	4,92	13,70	20	5

El espaciamiento de las varillas será de 15 cm.

Se debe hacer llegar varillas hasta la primera posición por razones constructivas.

Armadura de Repartición.

Refuerzo Horizontal = $0,002 \times 28000 = 56,0 \text{ cm}^2$.

Refuerzo Vertical = $0,0012 \times 28000 = 33,6 \text{ cm}^2$.

La armadura se la coloca tanto en la cara interior como en la cara exterior.

Cara Interior

{

Refuerzo Horizontal = $28,0 \text{ cm}^2$. 14 Ø 16

Refuerzo Vertical = suficiente el calculado.

Cara Exterior

{

Refuerzo Horizontal = 28 cm^2 . 14 Ø 16

Refuerzo Vertical = $33,6 \text{ cm}^2$. 17 Ø 16

OBSERVACIONES:

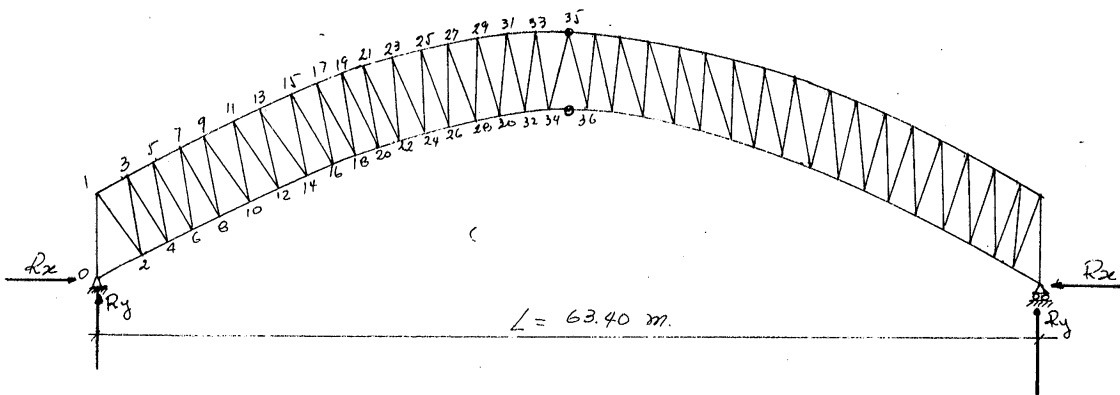
- Los diseños efectuados anteriormente para la losa de vereda, columna de pasamanos, y otros detalles constructivos se consideran como válidos para este diseño del puente.
- El cálculo de armaduras y demás materiales para el muro estribo se lo ha efectuado para un metro de muro.
- También se acepta el diseño anterior del muro aleta.

3.4. Análisis de Cerchas.

Funciones.- La función Principal de la cercha es la de servir como sustentación de las estructuras principales en la construcción del puente. Debido, a que en este sector existe cantidad y calidad de madera, el diseño se lo realiza con estructura de madera.

1. Diseño de la Cercha para el Puente de Hormigón Armado.

La estructura principal es el arco; se calculan los elementos de la cercha para un arco triarticulado, o sea, un arco isostáticamente determinado.



Análisis de Esfuerzos.

Carga que actúa es igual a: 0,675 ton/m.

Carga concentrada en cada nudo superior = 1,22 ton.

Debido a que se puede calcular los diferentes miembros que componen el arco por medio de procesos analíticos, basándose en los principios isostáticos, analizamos nudo por nudo, obteniendo como resultado los siguientes valores de los esfuerzos, sean de tracción o de compresión.

Tomando momentos con respecto al punto O podemos determinar la Reacción Vertical. $R_y = 21,4$ ton.

Tomando momentos con respecto al centro de luz de la cercha obtenemos la Reacción Horizontal. $R_x = 31,7$ ton.

Los valores de los diferentes ángulos que intervienen en el cálculo de los esfuerzos fueron gráficamente hallados.

Cuadro de valores de los Esfuerzos:

Miembro	Tipo de Esfuerzo	Magnitud Esfuerzo kg.	Longitud Miembro. m.	Sección hallada cm.	Sección Escogida. cm x cm.
0 - 1	C	3040,0	2,25	7,6	10 x 10
0 - 2	C	36650,0	2,20	91,6	15 x 15
1 - 2	T	2430,0	2,25	6,08	10 x 10
1 - 3	C	2430,0	2,00	6,08	10 x 10
2 - 3	C	6080,0	2,25	15,2	10 x 10
2 - 4	C	34410,0	2,00	86,0	15 x 15
3 - 5	C	6810,0	2,00	17,0	10 x 10
3 - 4	T	4500,0	2,25	11,3	10 x 10
4 - 5	C	4250,0	2,25	10,6	10 x 10
4 - 6	C	30500,0	1,85	76,2	15 x 15
5 - 7	C	9110,0	2,00	22,8	10 x 10
5 - 6	T	3140,0	2,25	7,85	10 x 10
6 - 7	C	3310,0	2,25	8,28	10 x 10
6 - 8	C	27560,0	2,00	68,9	15 x 15
7 - 9	C	7300,0	2,00	18,2	10 x 10
7 - 8	C	2210,0	2,25	5,53	10 x 10
8 - 9	T	2000,0	2,25	5,00	10 x 10
8 - 10	C	29210,0	1,85	73,0	15 x 15
9 - 10	C	1190,0	2,25	3,00	10 x 10
9 - 11	C	6400,0	2,00	16,0	10 x 10
10 - 11	T	1290,0	2,25	3,23	10 x 10
10 - 112	C	30270,0	2,00	75,7	15 x 15
11 - 12	C	4470,0	2,25	11,2	10 x 10
11 - 13	C	2450,0	2,00	6,13	10 x 10
12 - 13	T	4840,0	2,25	12,1	10 x 10
12 - 14	C	34240,0	1,85	85,6	15 x 15
13 - 14	C	3840,0	2,25	9,6	10 x 10
13 - 15	T	690,0	2,00	1,7	10 x 10
14 - 15	T	4530,0	2,25	11,3	10 x 10
14 - 16	C	37830,0	2,00	94,6	15 x 15
15 - 17	T	5470,0	2,00	13,7	10 x 10
15 - 16	C	5850,0	2,25	14,6	10 x 10
16 - 17	C	1850,0	2,25	4,63	10 x 10
16 - 18	C	38090,0	1,85	95,3	15 x 15
17 - 18	T	250,0	2,25	0,63	10 x 10
17 - 19	T	5070,0	2,00	12,7	10 x 10
18 - 19	C	1670,0	2,25	4,18	10 x 10
18 - 20	C	37240,0	2,00	93,1	15 x 15
19 - 20	T	220,0	2,25	0,6	10 x 10
19 - 21	T	4630,0	2,00	11,6	10 x 10
20 - 21	C	1490,0	2,25	3,73	10 x 10
20 - 22	C	36490,0	2,00	91,2	15 x 15
21 - 22	T	460,0	2,25	1,15	10 x 10
21 - 23	T	4070,0	2,00	10,2	10 x 10
22 - 23	C	480,0	2,25	1,2	10 x 10
22 - 24	C	36090,0	2,00	90,2	15 x 15
23 - 24	C	820,0	2,25	2,05	10 x 10
23 - 25	T	4530,0	2,00	11,3	10 x 10
24 - 25	C	1430,0	2,25	3,58	10 x 10
24 - 26	C	35800,0	1,85	89,5	15 x 15
25 - 26	C	250,0	2,25	0,63	10 x 10
25 - 27	T	4290,0	2,00	10,7	10 x 10
26 - 27	C	2620,0	2,25	6,55	10 x 10
26 - 28	C	34670,0	2,00	88,70	15 x 15

27 - 28	T	440,0	2,25	1,10	10 x 10
27 - 29	T	1540,0	2,00	3,85	10 x 10
28 - 29	C	1090,0	2,25	2,73	10 x 10
28 - 30	C	33760,0	1,85	84,4	15 x 15
29 - 30	C	310,0	2,25	0,78	10 x 10
29 - 31	T	1380,0	2,00	3,45	10 x 10
30 - 31	C	840,0	2,25	2,10	10 x 10
30 - 32	C	33500,0	1,85	83,8	15 x 15
31 - 32	C	560,0	2,25	1,4	10 x 10
31 - 33	T	1380,0	2,00	3,45	10 x 10
32 - 33	T	660,0	2,25	1,65	10 x 10
32 - 34	C	34050,0	2,00	85,1	15 x 15
33 - 34	C	2100,0	2,25	5,25	10 x 10
33 - 35	T	2580,0	2,00	6,45	10 x 10
34 - 35	C	1610,0	2,25	4,03	10 x 10
34 - 36	C	34220,0	2,00	85,6	15 x 15

Se indica a continuación el proceso que se ha seguido para obtener los valores anotados en la tabla anterior:

- Una vez determinados los esfuerzos, se procede a calcular la sección neta mediante la fórmula: $A = \frac{P}{c}$; siendo P el esfuerzo en cada miembro y c la resistencia a la compresión de la madera, que en este caso tomamos igual a 400 kg/cm².
- Para la elección de las secciones comerciales de cada miembro se ha tomado en consideración el de escoger secciones similares, a pesar de que no cumplen con el área requerida, por facilidad de construcción.

Cálculo de Pernos.

En cada nudo colocaremos una placa de hierro de espesor 2 m.m. necesitando para que se una con los miembros de la madera determinar el número de remaches que se necesitan; el procedimiento para esta determinación es el siguiente:

1. Usaremos pernos cuyo esfuerzo de corte es de 800 kg/cm², con lo cual se halla el área de corte requerida: $Ac = \frac{P}{r}$.
2. Teniendo el área de corte y el área de cada perno, hallamos el número de pernos necesarios, para luego determinar la carga en cada perno, dividiendo la carga total para el número de pernos determinado.
3. Teniendo la carga en cada perno, hallamos su área de corte, y mediante: $Ac = e.d$, hallamos la distancia entre pernos.

Cuadro de cálculo de pernos.

Miembro	Magnitud Esfuerzo kg	Area Corte cm ²	Ø perno pulg.	Area perno cm ²	Nº. pern.	Carga perno kg	Distancia entre per. cm.
0 - 1	3040,0	3,80	5/8	1,98	2	1520,0	2,0
0 - 2	36650,0	45,8	7/8	3,88	12	3054,2	2,0
1 - 2	2430,0	3,04	5/8	1,98	2	1215,0	2,0
1 - 3	2430,0	3,04	5/8	1,98	2	1215,0	2,0
2 - 3	6080,0	7,60	5/8	1,98	4	1520,0	2,0
2 - 4	34410,0	43,0	7/8	3,88	12	2867,5	2,0
3 - 5	6810,0	8,52	5/8	1,98	4	1702,0	2,0
3 - 4	4500,0	5,63	5/8	1,98	2	2250,0	2,0
4 - 5	4250,0	5,32	5/8	1,98	2	2125,0	2,0
4 - 6	30500,0	38,1	7/8	3,88	10	3050,0	2,0
5 - 7	9110,0	11,4	5/8	1,98	6	1518,0	2,0
5 - 6	3140,0	3,93	5/8	1,98	2	1570,0	2,0
6 - 7	3310,0	4,14	5/8	1,98	2	1655,0	2,0
6 - 8	27560,0	34,5	7/8	3,88	9	3062,0	2,0
7 - 9	7300,0	9,13	5/8	1,98	5	1460,0	2,0
7 - 8	2210,0	2,77	5/8	1,98	2	1105,0	2,0
8 - 9	2000,0	2,50	5/8	1,98	2	1000,0	2,0
8 - 10	29210,0	36,5	7/8	3,88	9	3245,6	2,1
9 - 10	1190,0	1,5	5/8	1,98	2	595,0	2,0
9 - 11	6400,0	8,0	5/8	1,98	4	1600,0	2,0
10 - 11	1290,0	1,6	5/8	1,98	2	645,0	2,0
10 - 12	30270,0	37,8	7/8	3,88	9	3363,3	2,1
11 - 12	4470,0	5,59	5/8	1,98	2	2235,0	2,0
11 - 13	2450,0	3,07	5/8	1,98	2	1225,0	2,0
12 - 13	4840,0	6,05	5/8	1,98	2	2420,0	2,0
12 - 14	34240,0	42,8	7/8	3,88	10	3424,0	2,2
13 - 14	3840,0	4,8	5/8	1,98	2	1920,0	2,0
13 - 15	690,0	0,87	5/8	1,98	2		2,0
14 - 15	4530,0	5,65	5/8	1,98	2	2265,0	2,0
14 - 16	37830,0	47,3	7/8	3,88	10	3783,0	2,4
15 - 17	5470,0	6,84	5/8	1,98	2	2735,0	2,0
15 - 16	5850,0	7,32	5/8	1,98	2	2925,0	2,0
16 - 17	1850,0	2,32	5/8	1,98	2	925,0	2,0
16 - 18	38090,0	47,6	7/8	3,88	10	3809,0	2,4
17 - 18	250,0	0,32	5/8	1,98	2		2,0
17 - 19	5070,0	6,34	5/8	1,98	2	2535,0	2,0
18 - 19	1670,0	2,09	5/8	1,98	2		2,0
18 - 20	37240,0	46,6	7/8	3,88	10	3724,0	2,3
19 - 20	220,0	0,3	5/8	1,98	2		2,0
19 - 21	4630,0	5,8	5/8	1,98	2	2615,0	2,0
20 - 21	1490,0	1,9	5/8	1,98	2		2,0
20 - 22	36490,0	45,6	7/8	3,88	10	3646,0	2,3
21 - 22	460,0	0,58	5/8	1,98	2		2,0
21 - 23	4070,0	5,09	5/8	1,98	2	2035,0	2,0
22 - 23	480,0	0,60	5/8	1,98	2		2,0
22 - 24	36090,0	45,1	7/8	3,88	10	3609,0	2,2
23 - 24	820,0	1,03	5/8	1,98	2		2,0
23 - 25	4530,0	5,67	5/8	1,98	2	2265,0	2,0
24 - 25	1430,0	1,79	5/8	1,98	2		2,0
24 - 26	35800,0	44,8	7/8	3,88	10	3580,0	2,1
25 - 26	250,0	0,32	5/8	1,98	2		2,0
25 - 27	4290,0	5,37	5/8	1,98	2	2145,0	2,0
26 - 27	2620,0	3,30	5/8	1,98	2	1310,0	2,0
26 - 28	34670,0	44,3	7/8	3,88	8	4333,8	2,7

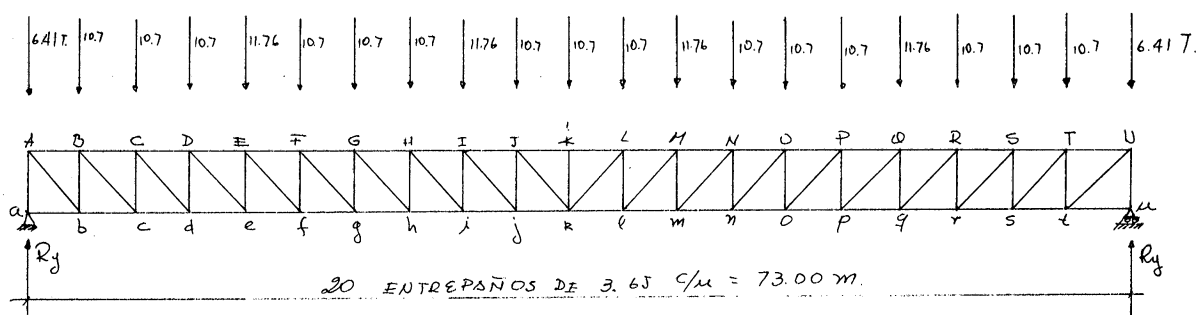
Continuación de la tabla:

27- 28	440	0,55	5/8	1,98	2		2,0
27- 29	1540	1,93	5/8	1,98	2		2,0
28- 29	1090	1,37	5/8	1,98	2		2,0
28- 30	33760	42,2	7/8	3,88	8	4220,0	2,7
29- 30	310	0,36	5/8	1,98	2		2,0
29- 31	1380	1,73	5/8	1,98	2		2,0
30- 31	840	1,05	5/8	1,98	2		2,0
30- 32	33500	41,9	7/8	3,88	8	4187,5	2,6
31- 32	560	0,70	5/8	1,98	2		2,0
31- 33	1380	1,73	5/8	1,98	2		2,0
32- 33	660	0,83	5/8	1,98	2		2,0
32- 34	34050	42,6	7/8	3,88	8	4256,3	2,7
33- 34	2100	2,63	5/8	1,98	2	1050,0	2,0
33- 35	2580	3,23	5/8	1,98	2	1290,0	2,0
34- 36	34220	42,8	7/8	3,88	8	4277,5	2,7
34- 35	1610	2,02	5/8	1,98	2		2,0

2. Diseño de la Cercha para el Puente de hormigón Preesforzado.

La estructura principal son las vigas postensadas, en las cuales está incluido el tablero; por tanto, se diseña la cercha para que soporte estas estructuras. Se trata de una armadura tipo Pratt de madera, de cuerdas paralelas, para un claro de 73 metros; la separación de las armaduras es de 3,65 m. de centro a centro, y tenemos la actuación de dos tipos de carga:

- una carga concentrada en cada nudo de 10,7 ton.
- la carga respectiva de los diafragmas.



Con las cargas anteriormente señaladas se calculan las reacciones verticales, las cuales valen: $R_y = 110,11$ ton.

Por tratarse de una estructura isostática, se procede a calcular los diferentes esfuerzos analíticamente, tomando nudo a nudo; este cálculo está resumido a continuación. Igual proceso se efectúa para el cálculo de la sección comercial.

Cuadro de valores de Esfuerzos y secciones.

Miembro	Tipo de Esfuerzo	Magnitud Esfuerzo ton.	longitud miembro. m.	Sección hallada cm. ²	Sección Escogida. cm x cm.
ab	Sin esf.		3,65		10 x 10
Aa	C	110,11	4,00	220,22	15 x 15
Ab	T	140,13	4,93	280,26	16 x 18
AB	C	93,19	3,65	186,38	15 x 14
Bb	C	103,70	4,00	207,40	15 x 14
bc	T	93,19	3,65	186,38	15 x 14
Bc	T	134,34	4,93	268,68	16 x 18
BC	C	182,53	3,65	365,06	15 x 24
Cc	C	99,41	4,00	198,82	15 x 14
cd	T	182,53	3,65	365,06	15 x 24
Cd	T	119,92	4,93	239,84	15 x 15
CD	C	262,28	3,65	524,56	25 x 22
Dd	C	88,74	4,00	177,50	15 x 14
de	T	262,28	3,65	524,56	25 x 22
De	T	105,46	4,93	210,92	15 x 14
DE	C	332,41	3,65	664,82	25 x 28
Ee	C	78,04	4,00	156,08	15 x 14
ef	T	332,41	3,65	664,82	25 x 28
Ef	T	89,57	4,93	179,14	15 x 14
EF	C	391,97	3,65	783,94	25 x 30
Ff	C	66,28	4,00	132,56	15 x 14
fg	T	391,97	3,65	783,94	25 x 30
Fg	T	75,11	4,93	150,22	15 x 14
FG	C	441,92	3,65	883,84	30 x 30
Gg	C	55,60	4,00	111,20	10 x 15
gh	T	441,92	3,65	883,84	30 x 30
Gh	T	60,68	4,93	121,36	10 x 15
GH	C	482,45	3,65	964,90	30 x 35
Hh	C	44,90	4,00	89,80	10 x 10
hi	T	482,45	3,65	964,90	30 x 35
Hi	T	46,22	4,93	92,44	10 x 10
HI	C	513,19	3,65	1026,4	30 x 35
Ii	C	34,20	4,00	68,40	10 x 10
ij	T	513,19	3,65	1026,4	30 x 35
Ij	T	30,32	4,93	60,64	10 x 10
IJ	C	533,35	3,65	1066,7	30 x 35
Ji	C	22,44	4,00	44,88	10 x 10
jk	T	533,35	3,65	1066,7	30 x 35
Jk	T	15,86	4,93	31,72	10 x 10
JK	C	543,90	3,65	1087,2	30 x 35
Kk	C	10,70	4,00	21,40	10 x 10

La resistencia a la compresión de la madera adoptada para los valores de la tabla escrita es de 500 kg/cm².

Cálculo de pernos.

El procedimiento seguido para calcular el número de remaches que se necesitan en cada nudo para unir los miembros, es similar al efectuado para el caso anterior.

Cuadro de cálculo de pernos.

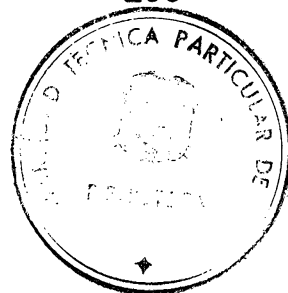
Miembro	Magnitud Esfuerzo ton.	Area Corte cm. ²	Ø perno pulg.	Area pern. cm. ²	No. pern.	Carga perno kg.	Distancia entre pern. cm.
ab			1	5,07	10		5,0
Aa	110,11	137,6	1	5,07	14	7865,0	5,0
Ab	140,13	175,2	1	5,07	17	8242,9	5,2
AB	93,19	116,4	1	5,07	11	8471,8	5,3
Bb	103,70	129,6	1	5,07	13	7976,9	5,0
bc	93,19	116,5	1	5,07	11	8471,8	5,3
Bc	134,34	167,9	1	5,07	16	8396,3	5,2
BC	182,53	228,2	1½	7,61	15	12169,0	7,6
Cc	99,41	124,2	1	5,07	13	7646,9	4,8
cd	182,53	228,2	1½	7,61	15	12169,0	7,6
Cd	119,92	149,9	1	5,07	15	7994,7	5,0
CD	262,28	327,8	1½	7,61	21	12490,0	7,8
Dd	88,74	110,9	1	5,07	11	8067,3	5,0
de	262,28	327,8	1½	7,61	21	12490,0	7,8
De	105,46	131,8	1	5,07	13	8112,3	5,0
DE	332,42	415,5	1½	7,61	28	11871,8	7,4
Ee	78,04	97,55	1	5,07	10	7804,0	5,0
ef	332,42	415,5	1½	7,61	28	11871,8	7,4
Ef	89,57	111,9	1	5,07	11	8142,7	5,1
EF	391,97	489,9	1½	7,61	32	12249,1	7,6
Ff	66,28	82,85	1	5,07	8	8285,0	5,2
fg	391,97	489,9	1½	7,61	32	12249,1	7,6
Fg	75,11	93,9	1	5,07	10	7511,0	4,7
FG	441,92	552,4	1½	7,61	36	12275,6	7,6
Gg	55,60	69,5	1	5,07	7	7942,9	5,0
gh	441,92	552,4	1½	7,61	36	12275,6	7,6
Gh	60,68	75,9	1	5,07	8	7585,0	4,7
GH	482,45	603,1	1½	7,61	40	12061,3	7,5
Hh	44,90	56,1	1	5,07	6	7483,3	4,7
hi	482,45	603,1	1½	7,61	40	12061,3	7,5
Hi	46,22	57,8	1	5,07	6	7703,3	4,8
HI	513,19	641,5	1½	7,61	42	12218,8	7,6
Ii	34,20	42,8	1	5,07	4	8550,0	5,3
ij	513,19	641,5	1½	7,61	42	12218,8	7,6
Ij	30,32	37,9	1	5,07	4	7580,0	4,7
IJ	533,35	666,7	1½	7,61	44	12121,6	7,6
Jj	22,44	28,1	7/8	3,88	4	5610,0	3,5
jk	533,35	666,7	1½	7,61	44	12121,6	7,6
JK	15,86	19,8	7/8	3,88	5	3172,0	2,0
JK	543,90	679,9	1½	7,61	45	12087,0	7,6
Kk	10,70	13,4	3/4	2,85	5	2140,0	2,0

CAPITULO IV

PRESUPUESTO

Contenido:

- Principales precios unitarios locales.
- Análisis de precios unitarios para la elaboración de morteros y hormigones.
- Análisis de Jornales y de precios unitarios.
- Presupuesto detallado de cada diseño estructural.
 - a. Para diseño de puente con hormigón armado.
 - b. Para diseño de puente con hormigón preesforzado.
- Equipos y Herramientas.
- Resumen de Costos Directos.
- Costos Indirectos:
 - a. Costos de Operación, Alquileres, Amortizaciones y seguros.
 - b. Costos de Obra.
- Costo total del Proyecto:
 - a. Para diseño de puente con hormigón armado.
 - b. Para diseño de puente con hormigón preesforzado.



Principales Precios Unitarios Locales.

Empleado	Trabaja en:	Sueldo Mensual
Ingeniero		15.000,00
Topógrafo		6.000,00
Secretario		3.000,00
Chofer		4.500,00

Jornalero	Trabaja en:	Sueldo Mensual
Sobrestante		120,00
Albañil		120,00
Peón		80,00
Carpintero		120,00
Cadenero		100,00
Mecánico		130,00
Fierrero		150,00

Materiales = El precio es considerado en Obra.

Materiales	Precio	Materiales	Precio
Arena Fina	350 c/m.	Arena gruesa	300 c/m.
Grava	200 c/m.	Piedra	200 c/m.
Cemento gris	120 c/saco	Supercemento	150 c/saco
Diesel	4,2 c/gal.	Gasolina	6,0 c/gal.
Clavos	1000,0c/qq	Dinamita	8,0 c/u
Tubo de 2"	43,3 c/m.	Tubo de 3"	75,0 c/m.
Agua Potable	0,02 c/lt.	Chapa Metálica	85,0 c/m.
1 Ø 10 de 6 m.	40,0 c/var.	1 Ø 12 de 6 m.	73,0 c/var.
1 Ø 12 de 9 m.	103,0c/var.	1 Ø 12 de 12m.	136,0c/var.
1 Ø 14 de 6 m.	108,0c/var.	1 Ø 14 de 9 m.	156,0c/var.
1 Ø 14 de 12m.	206,0c/var.	1 Ø 16 de 9 m.	220,0c/var.
1 Ø 16 de 12m.	290,0c/var.	1 Ø 20 de 9 m.	298,0c/var.
1 Ø 20 de 12m.	395,0c/var.	1 Ø 25 de 9 m.	390,0c/var.
1 Ø 25 de 12m.	515,0c/var.	1 Ø 32 de 9 m.	495,0c/var.
1 Ø 32 de 12m.	660,0c/var.	1 Ø 40 de 9 m.	500,0c/var.
1 Ø 40 de 12m.	690,0c/var.	Perno Ø 1½"	5,0 c/u
Perno Ø 1"	4,0 c/u	Perno Ø 7/8"	3,5 c/u
Perno Ø 5/8"	3,0 c/u	Perno Ø 3/4"	2,5 c/u
Cables Freyssin.	22,5 c/kg.	Anclaje	1050,0c/pza.

Análisis de precios unitarios para la elaboración de morteros y hormigones. Coste por metro cúbico.

Este análisis no incluye la mano de obra.

Concepto:	Unidad	Cantidad	Pu.	P total
Lechada = 1:1:0			Sucres	sucres.
Cemento gris	saco	31,8	120,0	3816,0
Agua	lt.	565,0		
			Total \$/3816,0	

Concepto:	Unidad	Cantidad	Pu.	P total.
Mortero = 1:2			Sucres	sucres.
Cemento	saco	16,5	120,0	1980,0
Arena fina	m ³	0,939	350,0	328,65
Agua	lt	211,0		
			Total \$/2308,65	

Concepto:	Unidad	Cantidad	Pu.	P total.
H. Ciclópeo 1:2:4			sucres	sucres.
Cemento	saco	3,9	120,0	468,0
Arena gruesa	m ³	0,225	300,0	67,50
Grava	m ³	0,450	200,0	90,00
Piedra	m ³	0,500	200,0	100,0
Agua	lt.	63,0		
			Total \$/725,5	

Concepto:	Unidad	Cantidad	Pu.	P total.
H. Simple 1:2:4			sucres	sucres.
Cemento	saco	7,9	120,0	948,0
Arena gruesa	m ³	0,45	300,0	135,0
Grava	m ³	0,90	200,0	180,0
Agua	lt.	126,0		
			Total \$/1263,0	

Concepto:	Unidad	Cantidad	Pu.	P total.
H. Simple Especial			sucres	sucres.
Supercemento	saco	11,01	150,0	1651,5
Arena gruesa	m ³	0,330	300,0	99,00
Arena fina	m ³	0,198	350,0	69,30
Grava	m ³	1,122	200,0	224,40
Agua	lt.	200,0	0,020	4,00
			Total \$/2048,2	

Análisis de Jornales y de precios unitarios.

Duración Aproximada de la Obra : 10 meses.

a. DIAS O JORNALES NORMALES A PAGARSE	244 dias
Fondo de reserva $\frac{1}{12}$ a meses de duración	
Sobresueldos: $\frac{1}{4}$ por meses de duración	75 dias
b. TOTAL DE JORNALES PAGADOS	319 dias
Dias no Trabajados:	
Sábados y Domingos	48 dias
Feriados	9 "
Vacaciones	8 "
Enfermedades	6 "
Dias de mal tiempo.	8 "
c. TOTAL DE DIAS NO TRABAJADOS	79 dias
d. DIAS TRABAJADOS = a - c	165 "
e. INCREMENTO DEL SALARIO = b/d	1,93
f. INCREMENTO POR APOORTE PATRONAL	1,095
g. INCREMENTO TOTAL = e x f	2,12

JORNALES REALES:

A = Albañil : $g \times 120,0 + 8,4 = 262,8 \text{ s/}.$
P = Peón : $g \times 80,00 + 8,4 = 178,0 \text{ s/}.$
C = Carpintero: $g \times 120,0 + 8,4 = 262,8 \text{ s/}.$
E = Obrero Especializado = 300,00 s/. Sueldo fijo.
 $1A + 1P = 440,8 \text{ s/}.$
 $1A + 0,5P = 351,8 \text{ s/}.$
 $1A + 2P = 618,8 \text{ s/}.$

Precios Unitarios de Hormigones.

Tipo de Hormigón		Ciclópeo 1:2:4			Simple 1:2:4			Simple Especial		
Material	Unidad	Pu.	C/m ³	s/s	Pu	C/m ³	s/.	Pu	C/m ³	S/.
	m.	725,5	1,0	725,5	1263	1,0	1263	2048,2	1,0	2048,2.
Mano de obra	1A + 2P	618,8	0,6	371,28	618,8	0,80	495,04	618,8	0,8	495,04
Subtotal				S/. 1096,76			S/. 1758,04			S/. 2543,24
1% Desperdicios				10,96			17,58			25,43
Total por m ³ .				S/. 1107,76			S/. 1775,62			S/. 2568,67

Hierro: Cortado y Doblado	P unitario	P total.
Alambre galvanizado No.18 ;2 lb.	15,00	30,00
Mano de Obra: 1 jornal 1P + 1E	478,00	478,00
Total/qq s/.		508,00

Encofrados	P unitario	P total.
Materiales que se usan 2 veces.:		
Tablas 1 m. a s/. 38,9		
Listones de 2 m. a s/. 14,00		
Puntales de 15 m.a s/. 51,00		
Costo por m. s/. 103,9		
Costo usado dos veces		51,95
Materiales que se usan una vez:		
Clavos. 2 lb. a	10,00	20,00
Separadores. 1 lb. a	11,00	11,00
Mano de obra: 0,1 Jornal 1C+1P	440,80	44,08
Subtotal		127,03
2,5% Desperdicios		3,18
Total por metro cuadrado s/.		130,21

Costo de mano de obra en el lugar:

Excavación de Terreno 50,00 c/m.
Excavación y Relleno 60,00 c/m.
Enderezado,cortado,tensado e inyección de
mortero,para las vigas postensadas 1550,00 c/cable.

Presupuesto Detallado de cada Diseño Estructural.

a. Para Diseño de Puente con hormigón Armado.

Losa de Calzada.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P TOTAL
1001	Hormigón Simple 1:2:4	m.	93,08	1775,62	165274,7
1002	Hierro Ø 12 x 12 m.	var.	427	136,00	58072,00
1003	Hierro Ø 16 x 9 m.	var.	1263	220,00	277860,0
1004	Cortado y doblado Hierro	qq	497,12	508,00	252536,9
1005	Encofrado	m.	497,38	130,21	64763,85
1006	Chapas Metálicas en T	m.	42,50	85,00	3612,50
1007	Tubo Ø 3"	m.	4,20	75,00	315,00
1008	Láminas de Asfalto	m.	17,0	30,00	510,00

Costo total de la Losa de Calzada = 822945,01 s/.

Muro Estribo.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
2001	Excavación	m.	1260,0	50,00	63000,00
2002	Replanteo:H ciclóp.	m.	43,35	1107,76	48021,40
2003	Hormigón Simple 1:2:4	m.	934,58	1775,62	1659458,9
2004	Hierro Ø 12 x 6 m.	var.	94	73,00	6862,00
2005	Hierro Ø 16 x 9 m.	var.	323	220,0	71060,00
2006	Hierro Ø 20 x 9 m.	var.	40	298,0	11920,00
2007	Hierro Ø 25 x 9 m.	var.	83	390,0	32370,00
2008	Hierro Ø 32 x 9 m.	var.	142	495,0	70290,00
2009	Cortado y doblado Hier.	qq.	214,32	508,0	108874,6
2010	Encofrado	m.	238,0	130,21	30989,98
2011	Tubo Ø 3"	m.	25,0	75,00	1875,00

Costo total de muro estribo = 2104721,8 s/.

Muro Aleta

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
3001	Replanteo:H ciclóp.	m.	72,0	1107,76	79758,72
3002	Hormigón Simple 1:2:4	m.	520,8	1775,62	924742,9
3003	Hierro Ø 12 x 9 m.	var.	40	103,00	4120,00
3004	Hierro Ø 20 x 9 m.	var.	20	298,00	5960,00
3005	Hierro Ø 20 x 12m.	var.	96	395,00	37920,0
3006	Hierro Ø 25 x 12m.	var.	108	515,00	55620,0
3007	Cortado y doblado.	qq.	376,3	508,00	191160,4
3008	Encofrado	m.	300,0	130,21	39063,0
3009	Chapas Metálicas en T	m.	96,0	85,00	8160,00
3010	Tubo Ø 3"	m.	40,0	75,00	3000,00

Costo total de muro aleta = 1349505,0 s/.

Nervios Longitudinales.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
4001	Hormigón Simple 1:2:4	m.	163,13	1775,62	289656,9
4002	Hierro Ø 12 x 6 m.	var.	57	73,00	4161,0
4003	Hierro Ø 12 x 9 m.	var.	200	103,00	20600,0
4004	Hierro Ø 32 x 12m.	var.	153	660,00	100980,0
4005	Cortado y doblado.	qq.	297,3	508,00	151028,0
4006	Encofrado	m.	523,26	130,21	68133,7

Costo Total de Nervios = s/. 634560,0

Arcos.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
5001	Hormigón Simple 1:2:4	m.	143,28	1775,62	254410,83
5002	Hierro Ø 14 x 12 m.	var.	171	206,00	35226,00
5003	Hierro Ø 16 x 9 m.	var.	27	220,00	5940,00
5004	Hierro Ø 20 x 9 m.	var.	10	298,00	2980,00
5005	Hierro Ø 25 x 12 m.	var.	157	515,00	80855,00
5006	Hierro Ø 32 x 9 m.	var.	13	495,00	6435,00
5007	Cortado y doblado	qq.	237,07	508,00	120431,56
5008	Encofrado	m.	5,0	130,21	651,050

Total s/. 506929,44

Corcha de arco:

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
501	Miembro 10x10cmx2,25	u	288	18,00	5184,00
502	Miembro 10x10 "x1,80	u	144	14,40	2073,60
503	Miembro 15x15 "x2,20	u	16	39,60	633,60
504	Miembro 15x15 "x2,00	u	80	36,00	2880,00
505	Miembro 15x15 "x1,85	u	56	33,30	1864,80
506	Miembro 15x15 "x1,20	u	200	21,60	4320,00
507	Mano de obra	u	784	25,00	19600,0
508	Encofrado	m.	448,0	130,21	58334,08
509	Pernos Ø 5/8"	u.	1840	3,00	5520,00
510	Pernos Ø 7/8"	u.	2736	3,50	9576,00
511	Placas de 2mm.	u	280	115,0	32200,0

Total s/. 142186,1

Costo Total de los Arcos = 649115,54 s/.

Articulaciones de los Arcos.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
6001	Hormigón Simple 1:2:4	m.	10,8	1775,62	19176,7
6002	Hierro Ø 14 x 6 m.	var.	21	108,00	2268,0
6003	Hierro Ø 14 x 9 m.	var.	10	156,00	1560,0
6004	Hierro Ø 14 x 12 m.	var.	60	206,00	12360,0
6005	Hierro Ø 40 x 12 m.	var.	4	690,00	2760,0
6006	Cortado y doblado	qq	35,36	508,00	17962,9
6007	Encofrado	m.	15,76	130,21	2052,1

Costo total de las articulaciones = s/. 58139,69

Losa de Aceras.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
7001	Hormigón Simple 1:2:4	m.	17,52	1775,62	31108,86
7002	Hierro Ø 12 x 6 m.	var.	23	73,00	1679,00
7003	Hierro Ø 12 x 9 m.	var.	50	103,00	5150,00
7004	Hierro Ø 14 x 6 m.	var.	126	108,00	13608,00
7005	Cortado y doblado	qq.	31,68	508,00	16093,00
7006	Encofrado	m.	29,20	130,21	3802,13

Costo total de losa de aceras = s/. 71441,43

Pasamanos.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
8001	Hormigón Simple 1:2:4	m.	1,92	1775,62	3409,2
8002	Hierro Ø 10 x 6 m.	var.	19	40,00	760,0
8003	Hierro Ø 14 x 9 m.	var.	59	156,00	9204,0
8004	Cortado y doblado	qq.	15,75	508,00	8001,0
8005	Encofrado	m.	38,4	130,21	5000,1
8006	Tubos de 2"	m.	244,0	43,40	10589,6

Costo total de Pasamanos = s/. 36963,86

b. Para Diseño de Puente con Hormigón preesforzado.Muro Estribo .

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
201	Excavación	m.	1260,0	50,00	63000,0
202	Replanteo: H. ciclóp.	m.	40,80	1107,76	45196,6
203	Hormigón Simple 1:2:4	m.	599,25	1775,62	1064040,2
204	Hierro Ø 12 x 6 m.	var.	17	73,00	1241,00
205	Hierro Ø 12 x 9 m.	var.	60	103,00	6180,00
206	Hierro Ø 16 x 12 m.	var.	187	290,00	54230,00
207	Hierro Ø 20 x 9 m.	var.	77	298,00	22946,00
208	Hierro Ø 25 x 9 m.	var.	108	390,00	42120,00
209	Cortado y doblado	qq.	220,9	508,00	112217,2
210	Encofrado	m.	175,1	130,21	22799,00
211	Tubo de 3"	m.	15,0	75,00	1125,00

Costo total de muro estribo = s/. 1435095,8

Muro aleta. Igual costo anterior = s/. 1349505,0

Losa de Aceras. Igual que anterior = s/. 71441,43

Vigas Postensadas:1. Losa de calzada.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
301	Hormigón Simple Espec.	m.	111,69	2568,67	286894,8
302	Hierro Ø 12 x 12 m.	var.	427	176,00	75152,0
303	Hierro Ø 16 x 9 m.	var.	1263	220,00	277860,0
304	Cortado y doblado.	qq.	497,12	508,00	252534,0

Costo total de losa de calzada = s/. 892443,76

2. Vigas sin losa de calzada.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
401	Hormigón Simple Espec.	m.	765,64	2568,67	1966673,9
402	Hierro Ø 14 x 9 m.	var.	9	156,00	1404,00
403	Hierro Ø 14 x 12 m.	var.	100	206,00	20600,0
404	Hierro Ø 16 x 9 m.	var.	14	220,00	3080,0
405	Hierro Ø 20 x 12 m.	var.	12	395,00	4740,0
406	Cables Freyssinet.	kg.	34893,5	22,50	785103,8
407	Anclaje de cables.	pza.	340	1050,00	357000,0
408	Mano de obra total.	cable.	340	1550,00	527000,0
409	Doblado y cortado.	qq.	87,92	508,00	44663,4

Costo total = s/. 3710265,0

3. Cercha para las Vigas.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
501	Miembro 10x10x3,65	u	20	29,2	584,0
502	Miembro 10x10x4,00	u	80	32,0	2560,0
503	Miembro 10x10x4,93	u	40	39,4	1577,6
504	Miembro 10x15x4,00	u	20	48,0	960,0
505	Miembro 10x15x4,93	u	20	59,16	1183,2
506	Miembro 15x14x3,65	u	40	61,32	2452,8
507	Miembro 15x14x4,00	u	100	67,20	6720,0
508	Miembro 15x14x4,93	u	60	82,82	4969,4
509	Miembro 15x15x4,00	u	20	72,00	1440,0
510	Miembro 15x15x4,93	u	20	88,74	1774,8
511	Miembro 15x24x3,65	u	40	105,12	4204,8
512	Miembro 16x18x4,93	u	40	113,59	4543,5
513	Miembro 25x22x3,65	u	40	160,60	6424,0
514	Miembro 25x28x3,65	u	40	204,40	8176,0
515	Miembro 25x30x3,65	u	40	219,00	8760,0
516	Miembro 30x30x3,65	u	40	262,80	10512,0
517	Miembro 30x35x3,65	u	140	306,60	42924,0

continuación de tabla anterior:

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
518	Encofrado de vigas	m.	627,0	130,21	81641,67
519	Mano de obra.	u	820	25,00	20500,00
520	Pernos $\emptyset$ 3/4"	u	100	2,50	250,00
521	Pernos $\emptyset$ 7/8"	u	180	3,50	630,00
522	Pernos $\emptyset$ 1"	u	4360	4,00	17440,00
523	Pernos $\emptyset$ 1½"	u	10320	5,00	51600,00
524	Placas de 2 mm.	u	420	115,00	48300,00

Costo total: 330127,8 s,

Costo total de vigas postensadas = s/. 4932836,5

Diafragmas.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
601	Hormigón Simple 1:2:4	m.	21,6	1775,26	38345,62
602	Hierro $\emptyset$ 12 x 6 m.	var.	49	73,00	3577,00
603	Hierro $\emptyset$ 20 x 9 m.	var.	99	298,00	29502,00
604	Cortado y doblado	qq.	54,11	508,00	27487,88
605	Encofrado	m.	211,0	130,21	27474,31

Costo total de diafragmas = s/. 126386,81

Pasamanos.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
701	Hormigón Simple 1:2:4	m.	2,30	1775,62	4083,93
702	Hierro $\emptyset$ 10 x 6 m.	var.	19	40,00	760,00
703	Hierro $\emptyset$ 14 x 9 m.	var.	71	156,00	11076,0
704	Cortado y doblado	qq.	18,59	508,00	9443,72
705	Encofrado	m.	46,08	130,21	6018,97
706	Tubos de 2"	m.	234,4	43,40	10172,9

Costo total de pasamanos = s/. 41555,6

NOTAS:

- El hormigón simple especial se emplea en la fundición de las vigas postensadas; y como la losa de calzada está incluida en las vigas, también participa de esta clase de hormigón.
- Los costos totales incluyen todos los gastos posibles que se realicen en la construcción de cada elemento estructural.

Equipos y Herramientas.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNIT.	P.TOTAL
0010	Carretillas de acero	u	10	1000,00	10000,00
0011	Blondín	u	1	10000,0	10000,00
0012	Zapapicos	u	30	120,0	3600,00
0013	Pala Cuadrada	u	20	110,0	2200,00
0014	Pala Redonda	u	20	120,0	2400,00
0015	Barras de 14 lb.	u	15	280,0	4200,00
0016	Baldes de construcción	u	20	60,0	1200,00
0017	Cabo de manilla	m.	100,0	12,0	1200,00
0018	Combo de 4 lb.	u	5	200,0	1000,00
0019	Combo de 8 lb.	u	3	300,0	900,00
0020	Sierras de acero	u	50	10,0	500,00
0021	Martillo	u	15	120,0	1800,00
0022	Arriendo bomba.	meses	8	3000,0	24000,0
0023	Arriendo Vibrador	meses	8	500,00	4000,0
0024	Arriendo concretera ½saco	meses	8	4000,0	32000,0
0025	Arriendo concretera 1 sac.	meses	8	5000,0	40000,0
0026	Barrenos	u	10	80,0	800,0
0027	Serucho	u	10	150,0	1500,0

Total s/.141300,0

Resumen de Costos Directos.a. Para Diseño de puente con Hormigón Armado:

ELEMENTOS	TOTAL s/.
2 Muros estribos	2'104.721,80
4 Muros Aletas	1'349.505,00
Losa de Calzada	822.945,00
Nervios Longitudinales	634.560,00
2 Losas Aceras	71.441,43
60 Pasamanos	36.963,86
4 Articulaciones de arcos	58.139,69
2 Arcos empotrados	649.115,54
Equipos y herramientas	141.300,00

5'868692,30

Costo Directo total = s/. 5'868.692,30

b. Para diseño de puente con hormigón Preesforzado:

ELEMENTOS	TOTAL s/.
2 Muros estribos	1'435.095,80
4 Muros Aletas	1'349.505,00
2 Losas Aceras	71.441,000
Vigas Postensadas	4'932.836,50
Diafragmas	126.386,81
Pasamanos	41.555,60
Equipos y herramientas	141.300,00
	8'098.121,10

Costo Directo total = s/. 8'098.121,10

Costos Indirectos.

a. Los costos de Operación, Alquileres, Amortizaciones y Seguros, producen un porcentaje que afectará a los dos diseños.

Costos de Operación.

CARGOS PROFESIONALES Y ADMINISTRATIVOS.

ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	P.TOTAL
Ingeniero Provincial	mes.	0,5	12000,00	6000,00
Topógrafo	mes.	0,5	5000,00	2500,00
Bodeguero	mes.	1,0	4000,00	4000,00
Contador	mes.	1,0	5000,00	5000,00
Ayudante de Contador	mes.	1,0	3600,00	3600,00
Secretario	mes.	1,0	2700,00	2700,00
Cadenero	mes.	0,5	3000,00	1500,00
Conserje	mes.	1,0	1800,00	1800,00
Subtotal :				27100,0

ALQUILERES Y AMORTIZACIONES.

Alquiler de Oficina	mes.	1,0	3000,00	3000,00
Alquiler de Bodega	mes.	1,0	2000,00	2000,00
Pago de luz y teléfono	mes.	1,0	1850,00	1850,00
Vehículo de Oficina	mes.	1,0	5000,00	5000,00
Equipos de Oficina	mes.	1,0	700,00	700,00
Mantenimiento de Vehículo	mes.	1,0	1800,00	1800,00
Subtotal:				14350,0

SEGUROS	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	P.TOTAL
Seguro Social	mes.	1,0	1192,30	1192,30
Materiales y equipo	mes.	1,0	300,00	300,00
Gratificaciones	mes.	1,0	2168,30	2168,30
Viáticos Totales	mes.	1,0	15000,00	15000,0

Subtotal:s/..18660,6

Total de Costos de Operación = 60110,6 s/. por mes.

En un año tendremos = 12 x 60110,6 = s/. 721327,20

Capacidad de inversión al año = 8'000.000,00

Costo de operación = $\frac{721.327,20}{8'000.000,0} = 0,09$ o sea 9 %.

b. Costos de Obra.

RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	P.TOTAL
Ingeniero Residente	mes.	1,0	10000,00	10000,0
Bodeguero	mes.	1,0	5000,00	5000,0
Seguro Social	mes.	1,0	1677,20	1677,2
Viáticos	mes.	1,0	10500,00	10500,0
Gratificaciones	mes.	1,0	5000,00	5000,0

Total : s/.32177,2

Duración Aproximada de la Obra = 10 meses.

Total de costos de Obra = 10 x 32177,2 = s/. 321.772,00

1. Para diseño de puente con hormigón Armado:

Costo de obra = $\frac{321.772,00}{5'868.692,3} = 0,056$ o sea 5,6 %.

2. Para diseño de puente con hormigón preesforzado:

Costo de obra = $\frac{321.772,00}{8'098.121,1} = 0,04$ o sea 4 %.

Resumen de factor de costos Indirectos:

	1.	2.
Costos de Operación		
correspondiente	9%	9%
Costos de Obra	5,6%	4%
Imprevistos	8%	8%
Total de factor	22,6%	21%

Costo Total del Proyecto.

a. Para diseño de Puente con Hormigón Armado:

Costo Directo 5'868.692,30
Costo Indirecto 1'326.324,40
Costo Total del Proyecto: 7'195.016,70 sucres.

b. Para diseño de Puente con Hormigón Preesforzado.

Costo Directo 8'098.121,10
Costo Indirecto 1'700.605,40
Costo Total del Proyecto: 9'798.726,50 sucres.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones.

Partiendo del análisis efectuado anteriormente, enfocamos este tipo de conclusiones basándonos en tres condiciones importantes que afectan al comportamiento tanto del Hormigón - Armado como al Hormigón Preesforzado, las cuales son:

- a. Utilidad.
- b. Seguridad.
- c. Economía.

a. Utilidad. Respecto al problema de diseño de estructuras de puentes, no puede aceptarse la afirmación dogmática de que la estructura debe supereditarse ciegamente al trazado, como tampoco es válida la inversa, debido a que en la escala de presupuestos este es el dominante o primario, el cual no quiere decir que sea el único, hay que reconocer su jerarquía pero no justifica su absolutismo. Se ha podido comprobar trazados innecesariamente costosos por el lujo de mantener a ultranza criterios basados en el dudoso empirismo; contrasta esta posición con el olvido de otros dos valores de nuestra escala material: La estética y la técnica, la despreocupación del trazado por los aspectos económicos de las estructuras, ya que las dificultades de costo no admiten la justificación de una elegante prioridad, cuando con bastante frecuencia se subestiman los factores estéticos.

Es por esto, que el diseño de estructuras de hormigón preesforzado es más adecuado para las estructuras de grandes luces y para aquellas que soporten cargas pesadas debido a las resistencias más elevadas de los materiales empleados, pues se ha visto que bajo la acción de la carga muerta y la carga viva la deflexión es reducida, debido al efecto del pandeo de el preesfuerzo.

El diseño de estructuras de Hormigón Armado puede ser de mayor utilidad para las estructuras de pequeñas luces, no significando esto desconocer la influencia que estas estructuras tienen cuando se ejecutan proyectos en donde se desea de mayor peso y masa en vez de resistencia.

b.- Seguridad.- Es difícil decir que un tipo de estructura es más seguro que otro; la seguridad de una estructura depende más de su diseño y de su construcción, que de su tipo. Sin embargo, ciertas características inherentes de seguridad pueden mencionarse en el hormigón preesforzado. Hay una prueba parcial, tanto para el acero como para el concreto, durante las operaciones de preesforzado; para muchas estructuras y durante el preesforzado, tanto el acero como el concreto están sujetos a los esfuerzos más altos que existirán en ellos durante su vida de servicio; por consiguiente, si los materiales pueden soportar el preesforzado, seguramente poseen la resistencia suficiente para las cargas de servicio. La habilidad para resistir las cargas de choque e impacto y las cargas repetidas de trabajo es tan buena en el hormigón preesforzado como en el armado; la resistencia a la corrosión en el hormigón preesforzado es mejor que la del hormigón armado, para la misma cantidad de recubrimiento, debido a la ausencia de grietas; pero si estas grietas aparecieran, la corrosión puede ser más seria en el hormigón preesforzado.

Debido al pequeño desarrollo de diseño y construcción de estructuras preesforzadas existentes en nuestro medio, es difícil establecer y garantizar una estabilidad futura de las mismas, lo que no ocurre con las de hormigón armado, las cuales poseen mayor garantía; pero si partimos de que la seguridad aumenta con el tiempo, y si las condiciones de resistencia de las estructuras de hormigón preesforzado son superiores a las del hormigón armado, se puede afirmar que su seguridad y duración son superiores.

c. Economía.— Desde el punto de vista económico, es evidente, que las cantidades menores de materiales, acero y concreto, se requieren para soportar las mismas cargas puesto que los materiales son de mayor resistencia. También hay un ahorro definitivo en estribos, puesto que el esfuerzo cortante en el hormigón preesforzado se reduce por la inclinación de los tendones y la tensión diagonal se disminuye aún más con la presencia del preesfuerzo.

A pesar de las economías anteriores, posibles en el concreto preesforzado, su uso no puede involucrarse para todas las condiciones; primero de todo, los materiales de resistencia mayor tendrán un costo unitario más alto, se requieren más materiales auxiliares para el preesfuerzo (anclajes en los extremos, conductos, lechadas, etc.), se requiere más trabajo para colocar 1 kg. de acero en el hormigón preesforzado que en el hormigón armado, se requiere más atención en el diseño y es necesaria más supervisión, pues la cantidad de trabajo adicional dependerá de la experiencia del constructor y de la cuadrilla de construcción.

Es por esto que en el análisis anterior el costo del proyecto del puente con hormigón preesforzado resulta más elevado que el de hormigón armado, pues las condiciones técnicas y -

constructivas en nuestro medio están en condiciones mínimas, y además se señala que el diseño de estructuras de hormigón preesforzado puede ser más económico cuando se va a repetir muchas veces la misma unidad, tal como ocurre en los países altamente desarrollados, en donde han hecho de este tipo de diseño prácticamente una industria.

5.2. Recomendaciones.

Partiendo del principio de que solamente la experiencia en proyectos ejecutados puede dar recomendaciones útiles, y respetando la opinión de proyectistas y constructores en este tipo de proyectos, me limitaré a indicar algunas pequeñas recomendaciones basadas en la experiencia del diseño ejecutado.

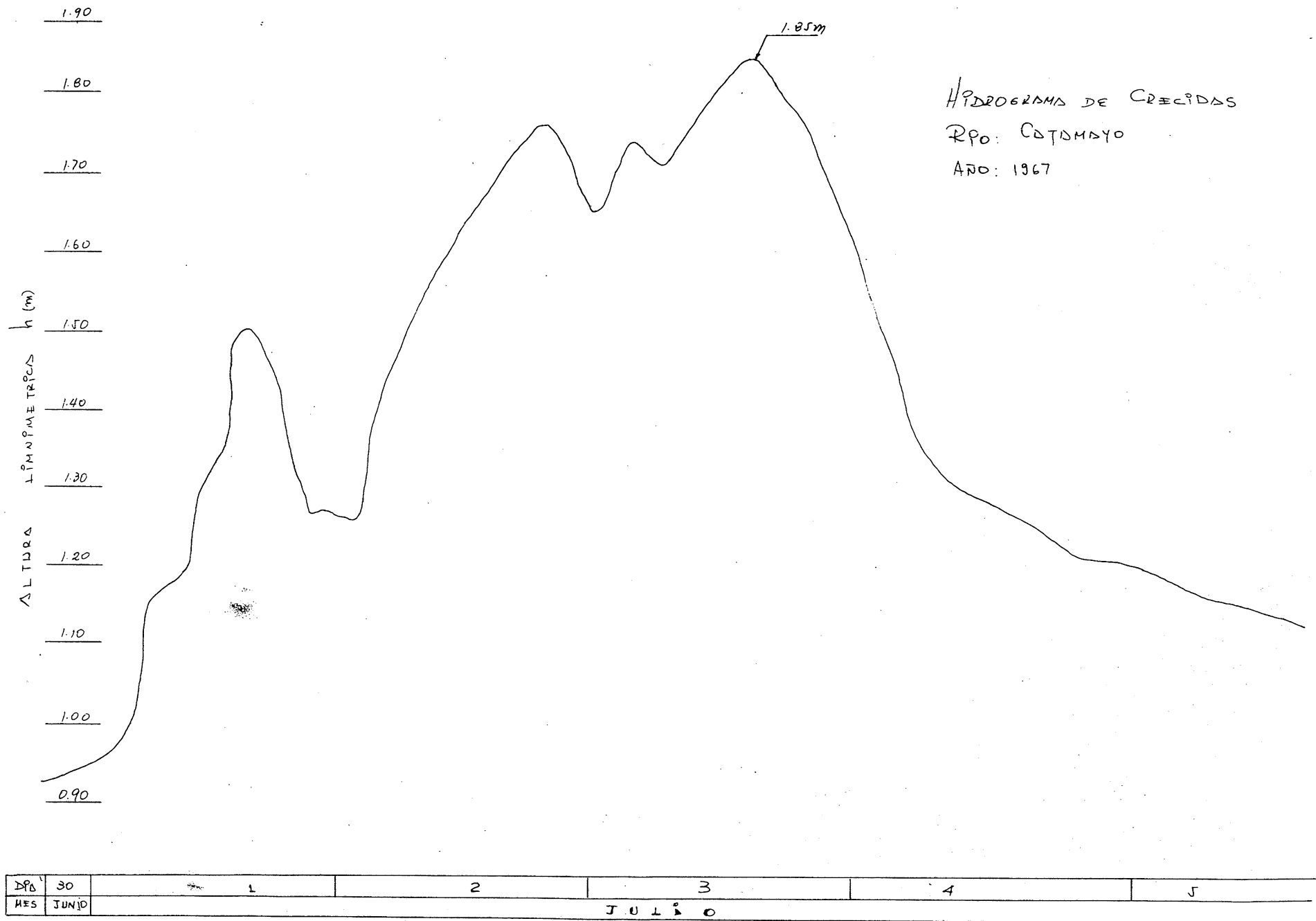
1. El proyecto de diseño del puente en arco con tablero intermedio, basado en los principios del hormigón armado, se lo realizó con principios estéticos y técnicos, aunque se condicione su facilidad de construcción, especialmente en lo que se refiere al diseño de las cerchas.
2. El proyecto de diseño del puente con 5 vigas postensadas isostáticas simplemente apoyadas y sin ningún tipo de pilas intermedias, se lo propone con el fin de que se desarrolle en mayor escala el diseño de estructuras con hormigón preesforzado, por la importancia que este representa en el desarrollo de nuestra infraestructura, no solamente en este tipo de proyectos, sino en todos aquellos en que sea factible su realización.
3. La construcción de este puente es de vital importancia para dar continuidad a la vía construída, puesto que sin esta estructura la misma no representa la inversión efectuada, y además no se integraría este sector de nuestra provincia al desarrollo nacional, como es el deseo del proyecto.

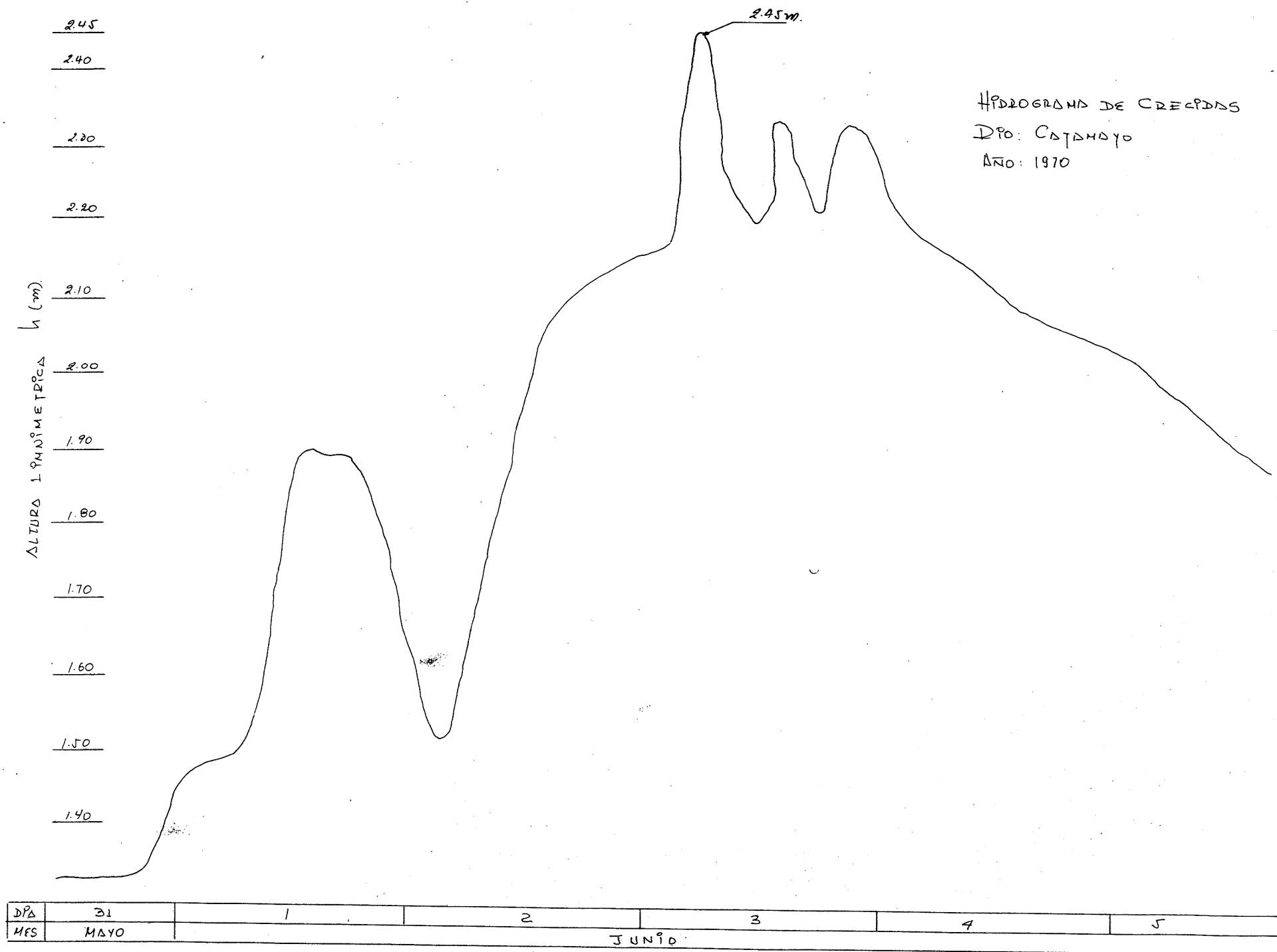
BIBLIOGRAFIA

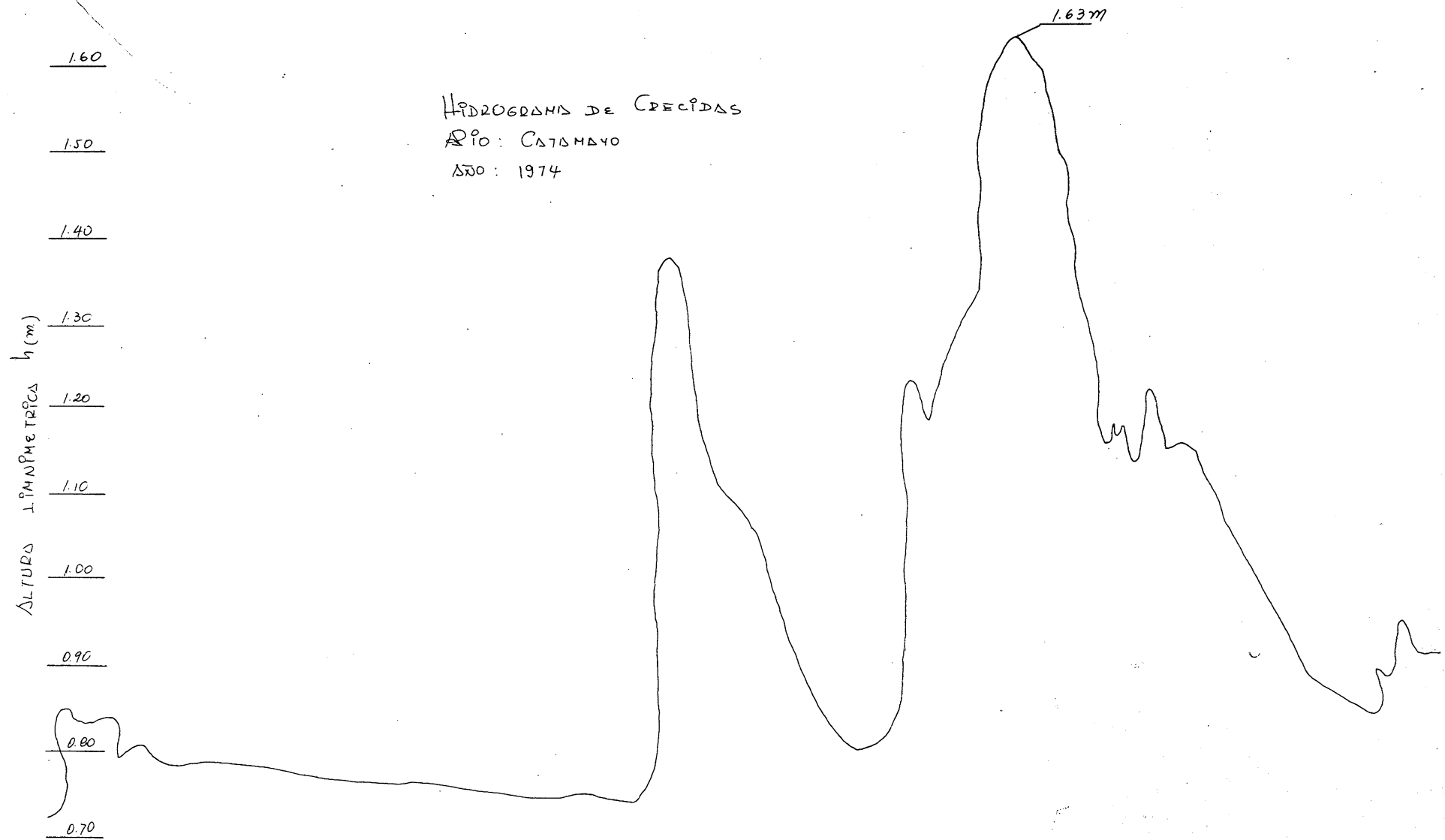
- T.Y.LIN, Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado.
- JIMENEZ MONTOYA P., Hormigón Armado. Tomos I y II
- NORRIS Y WILBUR, Análisis Elemental de Estructuras.
- J. CAPEL, Construcción de 8 puentes de Concreto Presforzado.
- J. BARETS y A. PONDS ,Concreto Preesforzado.- Elementos de Cálculo.
- URQUHART, Proyecto y dimensionamiento de las estructuras de hormigón.
- RENE E. WALTER and ROBERT F. WARNER, Ultimate Strenght test of Prestressed and conventionally reinforced concrete beams in combine beuding and shear.
- MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y COMUNICACIONES, Manual de Construcción Caminos y Puentes.
- REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO.
- SUAREZ SALAZAR, Costo y tiempo en edificación.
- UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA, Dosificación de Hormigones.
- GEORGE B. SOWERS, Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones.
- FERNANDO CASADO, Puentes de hormigón armado pretensado.
- MEDARDO TORRES OCHOA, Economía para Ingenieros.

PRINCIPALES ERRATAS ADVERTIDAS

pag.	Línea	Dice	Debe decir
26	5	pequeña de	pequeña zona de
29	22	una universal	una tabla universal
36	21	$lb = \frac{15.fy}{4200} \frac{200}{f'c. \phi 20 \phi}$	$lb = \frac{15.fy}{4200} \sqrt{\frac{200}{f'c.}} \phi \neq 20 \phi$
124	15	mustras	muestras
185	9	carga muerta	carga viva.
188	20	236,78 kg/cm.	236,78 Ton.







DÍA	26	27	28	29	30	1
MES	NOVIEMBRE					DICIEMBRE

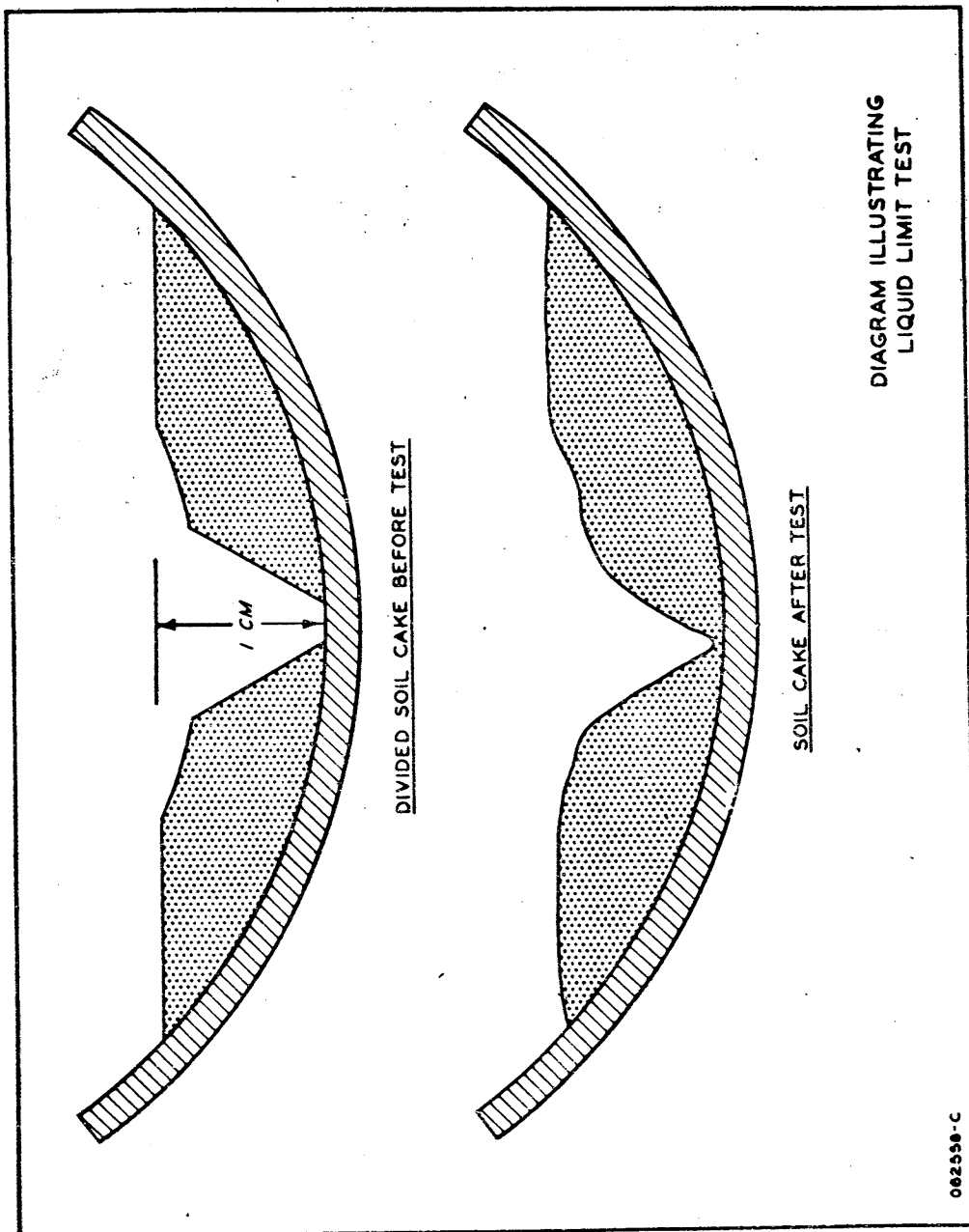


DIAGRAM ILLUSTRATING
LIQUID LIMIT TEST

FIGURE IV-7-3

LIQUID AND PLASTIC LIMIT TESTS

Project PUNTE SOBRE RPO CATAMAYO Date _____

Boring No. _____ Sample No. _____

		LIQUID LIMIT					
Run No.		1	2	3	4	5	6
Tare No.		X6	302	13			
Weight in grams	Tare plus wet soil	31.37	24.72	23.59			
	Tare plus dry soil	26.13	20.59	19.54			
	Water	W _w 5.24	4.13	4.05			
	Tare	6.10	5.88	5.98			
	Dry soil	W _s 20.03	14.71	13.56			
	Water content	W 26.16 %	28.08 %	29.8 %			
Number of blows		36	30	24			

LL 30

PL 22

PI 8

Symbol from plasticity chart _____

		PLASTIC LIMIT					Natural Water Content
Run No.		1	2	3	4	5	
Tare No.		25	52				
Weight in grams	Tare plus wet soil	6.93	6.99				
	Tare plus dry soil	6.73	6.85				
	Water	W _w 0.20	0.14				
	Tare	5.97	6.02				
	Dry soil	W _s 0.76	0.83				
	Water content	W 26.32 %	16.87 %				
Plastic Limit		PROHEDPO: 22					

Prepared by WALTER ROJAS Checked by WALTER ROJAS Approved by WALTER ROJAS

FIGURE IV-7-4

SIEVE ANALYSIS

Date GRADA

Project PUNTE SOBRE RPO CASTAÑO

Boring No. EXTRADA DEL LUOR

Sample No. _____

Total wt in grams of sample, $W_s = 9986.5$ Wt in grams of material > No. 4 sieve = _____

Sieve Openings		U. S. Standard Sieve Size or Number	Weight Retained in grams	Per Cent Retained		Per Cent Finer by Weight
Inches	Millimeters			Partial	Total	
3.00		3-in.				
2.00		2-in.	1275.20	12.78	12.78	87.22
1.50		1-1/2-in.	1330.40	13.33	26.11	73.89
1.00	25.4	1-in.	1870.80	18.74	44.85	55.15
0.750	19.1	3/4-in.	1394.60	13.97	58.82	41.18
0.500	12.7	1/2-in.	2792.10	27.99	86.79	13.21
0.375	9.52	3/8-in.	458.4	4.59	91.38	8.62
0.250	6.35	No. 3				
0.187	4.76	No. 4	400.70	4.01	95.39	4.61
Pan						
0.132	3.36	No. 6				
0.094	2.38	No. 9				
0.079	2.00	No. 10				
0.047	1.19	No. 16				
0.033	0.84	No. 20				
0.023	0.59	No. 30				
0.016	0.42	No. 40				
0.011	0.297	No. 50	293.80	2.94	98.33	1.67
0.0083	0.210	No. 70				
0.0059	0.149	No. 100	89.70	0.89	99.22	0.78
0.0041	0.105	No. 140				
0.0029	0.074	No. 200	44.30	0.44	99.66	0.34
Pan			31.50	0.32	99.98	0.02
Total weight in grams			9981.50			

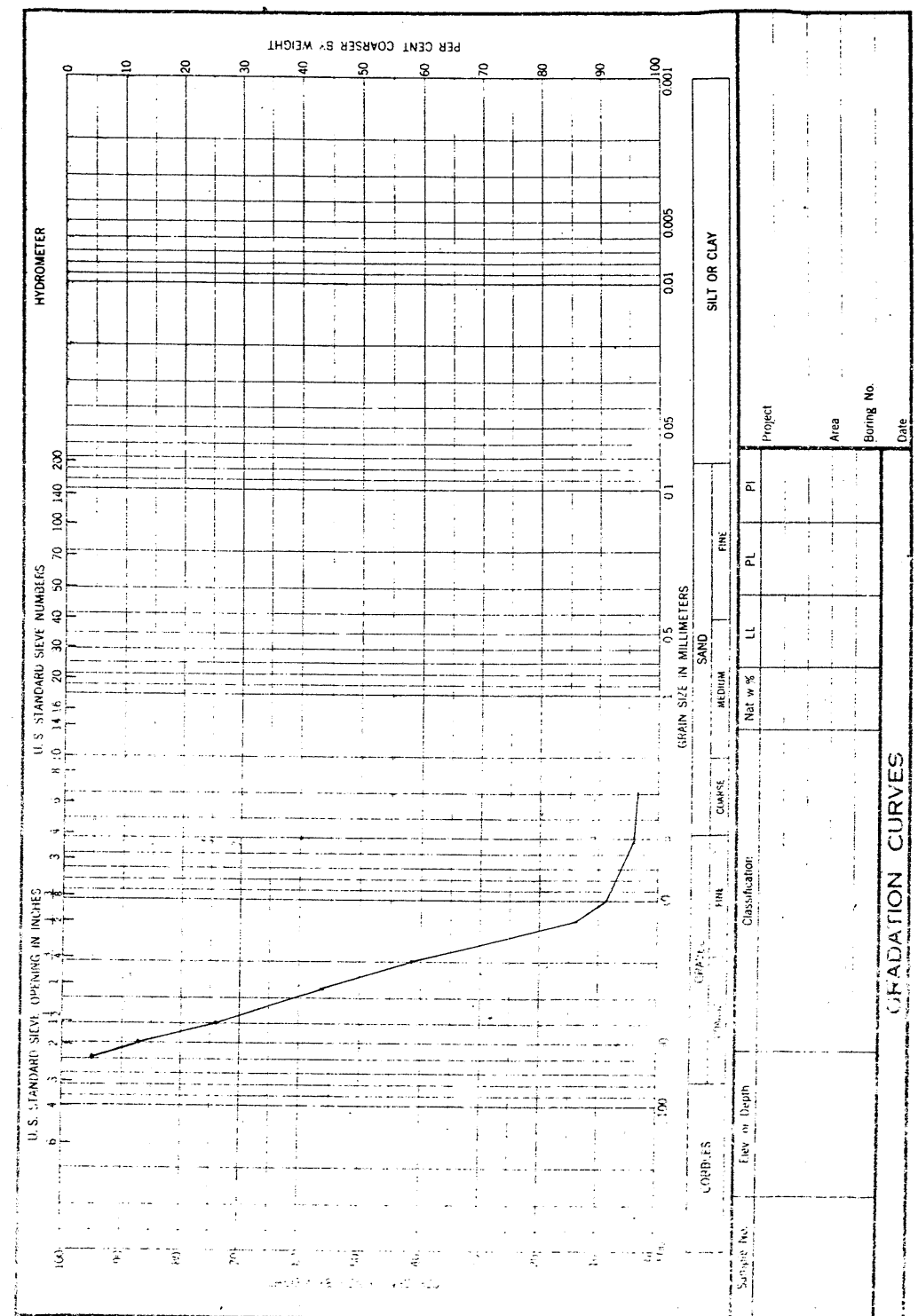
Partial per cent retained = $\frac{\text{wt in grams retained on a sieve}}{\text{wt in grams of sample used for a given series of sieves}} \times 100$

Total per cent retained = $\frac{\text{wt in grams retained on a sieve}}{\text{total wt in grams of oven-dry sample}} \times 100$

For an individual sieve, the per cent finer by weight = per cent finer than next larger sieve - per cent retained on individual sieve

Remarks:

Prepared by WALTER ROJAS Computed by WALTER ROJAS Checked by WALTER ROJAS



SIEVE ANALYSIS						
Project <u>PUNTE SOBRE RIO CATAMAYO</u>						Date <u>APEND</u>
Boring No. <u>EXTENSION DE PUNTE MISCARD</u>						Sample No. _____
Total wt in grams of sample, $W_s = 1997.50$			Wt in grams of material > No. 4 sieve = _____			
Sieve Openings		U. S. Standard Sieve Size or Number	Weight Retained in grams	Per Cent Retained		Per Cent Finer by Weight
Inches	Millimeters			Partial	Total	
3.00		3-in.				
2.00		2-in.				
1.50		1-1/2-in.				
1.00	25.4	1-in.				
0.750	19.1	3/4-in.				
0.500	12.7	1/2-in.				
0.375	9.52	3/8-in.	47.70	2.39	2.39	97.61
0.250	6.35	No. 3				
0.187	4.76	No. 4	148.30	7.43	9.82	90.18
Pan						
0.132	3.36	No. 6				
0.094	2.38	No. 8	227.50	11.39	21.21	78.79
0.079	2.00	No. 10				
0.047	1.19	No. 16	342.50	17.55	38.36	61.64
0.033	0.84	No. 20				
0.023	0.59	No. 30	559.60	28.02	66.38	33.62
0.0165	0.42	No. 40				
0.0117	0.297	No. 50	360.10	18.03	84.41	15.59
0.0083	0.210	No. 70	164.33	8.23	92.64	7.36
0.0059	0.149	No. 100	33.99	1.70	94.34	5.66
0.0041	0.105	No. 140				
0.0029	0.074	No. 200	81.27	4.07	98.41	1.59
Pan			31.95	1.59	100.00	0.00
Total weight in grams			1997.25			

Partial per cent retained = $\frac{\text{wt in grams retained on a sieve}}{\text{wt in grams of sample used for a given series of sieves}} \times 100$

Total per cent retained = $\frac{\text{wt in grams retained on a sieve}}{\text{total wt in grams of oven-dry sample}} \times 100$

For an individual sieve, the per cent finer by weight = per cent finer than next larger sieve - per cent retained on individual sieve

Remarks _____

Technician WALTER ROJAS Computed by WALTER ROJAS Checked by WALTER ROJAS

