

“ESTUDIO DE UN PUENTE PRETENSADO REALIZANDO LA VARIACION DEL NUMERO DE TRAMOS Y PILAS APLICACIÓN PUENTE CAMACHO”

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1.- ANTECEDENTES

Actualmente la comunidad de Chaguaya, San José y comunidades aledañas no cuentan con un puente vehicular que permita la normal circulación y vinculación de los pobladores de la región con el resto del departamento.

Por este motivo se pretende realizar el diseño final del Puente Camacho, que estará ubicado sobre el río Camacho, Provincia Arce, cantón Chaguaya sobre el río Camacho, que pertenece a la Provincia Arce, del Departamento de Tarija, el proyecto beneficiará a las comunidades de Chaguaya, San José y comunidades aledañas.

Entre las prioridades más urgentes de nuestro departamento está la comunicación, es en este contexto que se hace necesario la construcción de rutas camineras y el mejoramiento de las ya existentes, con el objetivo de ampliar y mejorar la red caminera departamental y nacional.

Las condiciones actuales de vinculación de la región con el resto del departamento se ven interrumpidas en épocas de crecidas del Río Camacho, por la falta de un puente que permita la normal circulación durante todo el año, además esta carretera es la vía de conexión con la ciudad de Tarija, es por esto que se hace esencial la construcción de un puente vehicular.

La economía de las poblaciones en el área de influencia del proyecto gira en torno a la producción pecuaria y agrícola, siendo la actividad agrícola la de mayor importancia, que lamentablemente se interrumpe el expendio a los centros de abasto

en época de lluvias y que va en detrimento de su economía.

La región se caracteriza por contar con suelos fértiles y adecuados para la producción de maíz, papa, verduras, hortalizas, frutas, etc.

1.2.- JUSTIFICACIÓN

La realización de este trabajo se ve motivada debido a la necesidad de contar con un estudio que sirva como guía, que permita conocer cuáles son las mejores condiciones técnicas y económicas, en puentes de hormigón pretensado de longitudes relativamente grandes y características similares, a través de la comparación entre el costo de la superestructura y la infraestructura, haciendo variar el número de pilas con el objeto de establecer una relación adecuada.

Se tendrá un estudio a diseño final para ser construido, además este estudio puede ser utilizado como un manual de consulta para aquellos que deseen realizar estructuras de este tipo.

Las condiciones existentes de la zona en la que se realizará el estudio, se prestan para la colocación de varias pilas, debido a las características hidráulicas, además se cuenta con una amplia luz que es de 180 m.

La ejecución del proyecto permitirá garantizar la transitabilidad vehicular permanente en el área de influencia del proyecto en las comunidades de Chaguaya, San José y comunidades aledañas, permitirá que los pobladores mejoren sus condiciones de vida, aumentando sus ingresos económicos con la comercialización de sus productos agrícolas, ganaderos y otros, de manera que éstos puedan llegar a los mercados de manera competitiva con menores precios, debido al ahorro en transporte y además de manera oportuna, llegando con sus productos en condiciones óptimas y en menor tiempo.

Los habitantes del área de influencia del proyecto, no cuentan con un puesto de salud, situación por la cual para ser atendidos en casos de emergencias deben de

trasladarse a varios kilómetros y a la ciudad de Tarija, para acceder a servicios de salud que se encuentran bien equipados, es por esta razón que surge la necesidad de garantizar una vía permanentemente transitable y no así sólo en época de estiaje, lo cual se podrá lograr con la construcción del Puente Camacho que en época de lluvias contribuirá a salvar vidas.

1.3.- OBJETIVO GENERAL

Contar con un estudio de diseño final de ingeniería que permita establecer la mejor alternativa para la Construcción del Puente Camacho, mediante un análisis de comparación entre la infraestructura y superestructura, por medio de la variación de la luz de los tramos, de manera que se pueda determinar cual es la relación SUPERESTRUCTURA VS INFRAESTRUCTURA mas adecuada desde el punto de vista técnico y económico.

1.4.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar mediante el estudio la elección de la alternativa que permita optimizar los recursos económicos.
- Obtener el diseño final del Puente Camacho.
- Analizar el comportamiento hidráulico del puente.
- Determinar las características técnicas y económicas de cada alternativa propuesta, adoptando el número de tramos variable.
- Realizar comparaciones de las alternativas, para poder establecer las ventajas y desventajas de cada una de éstas con respecto a las otras, tanto en el diseño como en la ejecución.
- Explicar los criterios de selección de la mejor alternativa factible, desde el punto de vista técnico, económico, procesos constructivos, y de sus cualidades estéticas, las cuales influyen sobre la imagen de la región.

1.5.- ALCANCE

Con el presente estudio se pretende obtener el mejor diseño posible del Puente Camacho, logrando un diseño eficiente, funcional y económico, es en este contexto que se realizará un análisis técnico y de costos. Para lo cual, se plantea el estudio del puente isostático con vigas I pretensada.

Para cada de puente se hará variar el número de pilas, determinando en cada caso el costo por separado, tanto de la superestructura como de la infraestructura, con el objeto de realizar un análisis comparativo entre éstos, que nos permita establecer la mejor relación Superestructura – infraestructura desde el punto de vista técnico económico.

Otra variable aparte de la luz de los tramos, será el tamaño de la fundación de las pilas.

Se buscará establecer una relación de costo, entre la superestructura y la infraestructura en función de la longitud de la luz de los tramos y el tamaño de las pilas.

Se estudiará así mismo la conveniencia, en cada caso de la idealización considerada y su posible rango de validez en relación con los resultados obtenidos.

Para la realización del diseño del puente, se tomará información de estudios topográficos, geotécnicos, hidráulicos, etc. hecho recientemente por la Gobernación del Departamento en estudios de factibilidad, los cuales se analizarán detalladamente. Se realizará estudios que no sean muy costosos económicamente tales como estudios de suelos, plasticidad, granulometría, etc. análisis estadísticos de precipitaciones, determinación de escorrentías, pendientes de la cuenca, determinación de velocidades y profundidad de flujo, socavación, en fin lo necesario.

1.7.- METODOLOGÍA

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de construibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía y estética en base de la metodología de las normas AASHTO y la ACI en algunos casos.

La ductilidad, la redundancia y la importancia operativa son aspectos significativos que afectan el margen de seguridad de los puentes. Mientras que las dos primeras se relacionan directamente con la resistencia física, la última tiene que ver con las consecuencias que implicaría que el puente quede fuera de servicio.

Pero la importancia de este estudio radica no sólo en el que el puente satisfaga las condiciones técnicas sino también la viabilidad económica en puentes largos realizando la variación de tramos de la SUPERESTRUCTURA y pilas (apoyo) SUBESTRUCTURA, para ello se contará con el estudio ya realizado por la Gobernación del Departamento en la que esta tesis pretende demostrar la mejor alternativa en vigas I en puentes de hormigón pretensado.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Una extensión filosófica adicional resulta de considerar la variabilidad en las propiedades de los elementos estructurales de manera similar a la variabilidad de las cargas, la filosofía de diseño toma en cuenta de una manera explícita la variabilidad en el comportamiento estructural de los elementos. La metodología la norma *AASHTO* se basa en el uso extensivo de métodos estadísticos que también complementa con otras normás como la *ACI*, pero pone los resultados de una manera que es fácilmente utilizable por diseñadores y analistas de puentes.

Las condiciones topográficas del lugar nos indica que el puente deberá ser 180 mt y según la geología del lugar indica que se puede colocar pilas o columnas en cualquier posición del tramo a ser emplazado, por lo que se realizará la variación del número de tramos y pilas, teniendo en cuenta las condiciones del lugar.

Se analizarán diversos tramos como indica la figura y se elegirá la mejor relación técnico - económica

2.1.3. CONCEPTOS Y NORMÁS PARA LAS CARGAS.

El puente está constituido fundamentalmente por la superestructura y la infraestructura.

2.1.3.1 Infraestructura.

Todo conjunto de pilas (columnas intermedias) y estribos (muros de contención en los costados) que soportan a la superestructura.

Como elementos intermedios entre la superestructura y la infraestructura se tienen los aparatos de apoyo.

2.1.3.2 Superestructura.

Constituida en términos generales por las vigas de puente diafragma, tablero, aceras, postes, pasamanos, capa de rodadura o durmientes, rieles, etc.

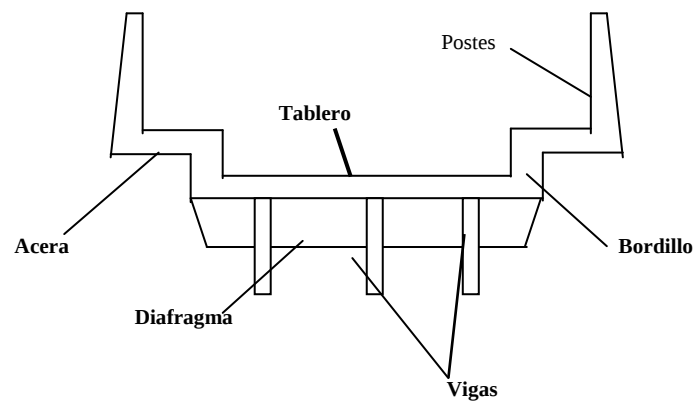


fig: 2.1

2.1.3.3 Cargas en la Superestructuras

Postes y Pasamanos.

Para su cálculo se considera dos tipos de cargas:

- *Cargas permanentes.* Se considera la carga por peso propio.
- *Cargas móviles.* Cargas debido al viento, al peatón, etc.

Los pasamanos pueden ser de fierro galvanizado o de Hormigón Armado.

La altura del pasamanos superior debe llegar a 1.0 m.

En los pasamanos peatonales se aplican simultáneamente cargas distribuidas de 0.75 KN/m en el sentido vertical y ± 0.75 KN/m en sentido horizontal¹.

La separación de postes se calcula según la longitud del puente;

¹ Hugo Belmonte Gonzales Puentes, 1990 Pág.70.

$$1.6 \leq S \leq 2.2$$



fig: 2.2

Acera Peatonal y Viga de borde.

Al calcular los esfuerzos en las estructuras que soportan aceras en voladizo, la acera será considerada cargada en su totalidad solamente a un lado de la estructura si es que esta condición produce los máximos esfuerzos.

Los pisos de las aceras serán diseñadas para una carga viva de 4.15 KN/m^2 .

Los bordillos de seguridad deben ser de uso ocasional de peatones, serán diseñados para las cargas especificadas anteriormente si es que el ancho del bordillo es mayor a 0.6 m. porque de ser menor no se aplica la carga viva³.

El ancho mínimo para que se pueda denominar acera es de 0.45 m.

² Belmonte Gonzales H. Puentes 1990 Pág.68

³ Belmonte Gonzales H. Puentes 1990 Pág. 69

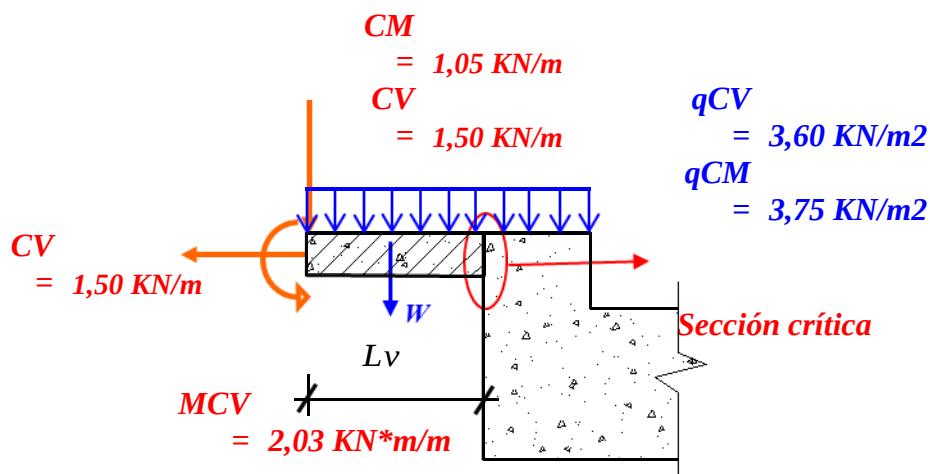


fig: 2.4

Choque

Es una fuerza horizontal de 7.5 KN/m provocada por el choque lateral de los vehículos contra los bordillos⁴.

Se aplica a una altura máxima de 0.25 m por encima de la capa de rodadura, y en caso de que el bordillo sea de menor altura, ésta se aplicará en la parte superior⁵.

2.1.4. DISEÑO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO.-

2.1.4.1 Losa Interior.-

Los momentos que incidieron en la losa exterior serán el momento por carga muerta, que no será más que la suma del momento debido al peso propio más el momento por rodadura.

El momento por carga viva.

$$M_{cv} = \frac{0.8 * (L_c + 0.61) * P}{9.75} \quad 2.1$$

⁴ Belmonte Gonzales H. Puentes 1990 Pág. 69

⁵ Belmonte Gonzales H. Puentes 1990 Pág. 69

El momento por Impacto.-

$$M_I = I * M_{CV} \quad 2.2$$

Momento Último:

$$M_U = 1,3 * (M_{cm} + 1,67 * M_{CV+I}) \quad 2.3$$

La armadura de la losa será diseñada mediante normás de la ACI.

$$\mu d = \frac{Md}{b * d^2 * 0.765 * f_{ck}} \quad 2.4$$

$$\mu_d < \mu_{lim}$$

$$\mu_{lim} = 0.332$$

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu d} \quad 2.5$$

$$A_s = b * d * \frac{a}{d} * 0.85 * \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad 2.6$$

$$A_{min} = \delta * b * d \quad 2.7$$

Armadura de distribución.-

En la parte inferior de todas, se dispondrá una armadura perpendicular a la armadura principal para proveer una distribución lateral de las cargas vivas.

La cantidad está dada como un porcentaje de la armadura principal requerida para el momento positivo de acuerdo a las siguientes expresiones:

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{Lc}} \quad (\text{Máximo } 0.67) \quad 2.8$$

Tensiones de corte y adherencia en las losas.-

Las losas diseñadas para el momento flexor de acuerdo con lo anterior se consideran satisfactoriamente aseguradas para el corte y a la adherencia.

2.1.4.2 Losa Exterior.

Dichas losas se diseñarán con las siguientes fórmulas:

- Ancho de Distribución de la Carga Viva.- La carga de la rueda en el elemento perpendicular al tráfico será distribuida en un ancho E dado por la siguiente expresión:

$$E = 0.8 * x * 1.14 \text{ (metros)} \quad 2.9$$

$$\text{Momento por carga viva} = \frac{P * x}{E} \text{ (KN/m)} \quad 2.10$$

Donde:

X = Distancia de la carga al punto de apoyo en metros.

2.1.5. VIGAS MAESTRAS.

En la sección transversal de un puente, la reacción de cada fila de ruedas en el sentido longitudinal no incidirá en su totalidad sobre una sola viga, sino que la influencia sobre cada viga será de todas y cada una de las filas de ruedas. Para considerar esta influencia se tiene para las vigas interiores las denominadas fracciones de carga que son coeficientes en función de la separación “s” entre ejes de vigas.

Por otra parte, se debe ubicar el camión tipo a una distancia de 0.6 m. del bordillo y si se aplica pesos unitarios a las ruedas, la fracción de carga para las vigas exteriores serán la reacción isostática sobre ella⁶.

2.1.5.1. Longitud del voladizo y separación entre vigas maestras.

Existen varios criterios para hallar los valores “v” y “s”, el criterio que se tomará es que:

$$f_{ci} = f_{ce} \quad 2.11$$

donde:

⁶ Belmonte Gonzales H. Puentes pág. 77.

f_{ci} = Factor de carga interna.

f_{ce} = Factor de carga externa.

El momento flector en la viga interior sea igual al momento flector en la viga exterior:

$$M_i = M_e \quad 2.12$$

Factor de carga interna.

Para puentes sobre vigas **I** de hormigón prefabricado para dos o más fajas de tráfico

$$F_{ci} = 0.596 \quad s \cdot P^7 \quad 2.13$$

Donde:

s = separación promedio entre ejes de vigas longitudinales.

Factor de carga externo.

El factor de carga externo será igual a la reacción.

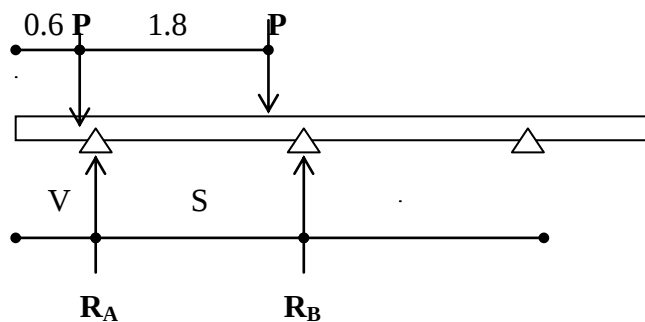


fig 2.5

Si hacemos:

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \cdot s - P \cdot (s + v - 0.6) = 0 \quad 2.14$$

$$R_A \cdot s - P \cdot s - P \cdot v + 0.6P = 0 \quad 2.15$$

$$R_A = \frac{P \cdot s + P \cdot v - 0.6P}{s} \quad 2.16$$

$$R_A = \frac{P \cdot (s + v - 0.6)}{s} \quad 2.17$$

Donde:

V = longitud del voladizo

Cálculo de la Separación entre vigas y longitud del Voladizo.

Para calcular la separación de vigas, primero se debe estimar el número de vigas (y la longitud del puente), de acuerdo al ancho de la calzada y la longitud del puente.

$$(N - 1) * s + 2 * v = L \quad 2.18$$

donde:

N = número de vigas asumido

L = ancho transversal del puente

Resolviendo la ecuación 2.13; 2.17 y 2.11

$$F_{ci} = 0.596 * s * P \quad 2.19$$

$$F_{ce} = \frac{P * (s+v - 0.6)}{S} \quad 2.20$$

$$0.596 * s * P = \frac{P * (s+v - 0.6)}{S} \quad 2.21$$

$$0.596 * s^2 = s + v - 0.6 \quad 2.22$$

$$v = 0.596 * s^2 + 0.6 - s \quad 2.23$$

resolviendo la ecuación 2.18 y 2.23

$$(N - 1) * s + 2 * (0.596 * s^2 + 0.6 - s) = L \quad 2.24$$

$$N * s - s + 1.192 * s^2 + 1.2 - 2s = L \quad 2.25$$

$$N * s - 3 * s + 1.192 * s^2 + 1.2 = L \quad 2.26$$

$$1.192 * s^2 + s (N - 3) + 1.2 = L \quad 2.27$$

2.1.5.2 Influencia de la carga viva

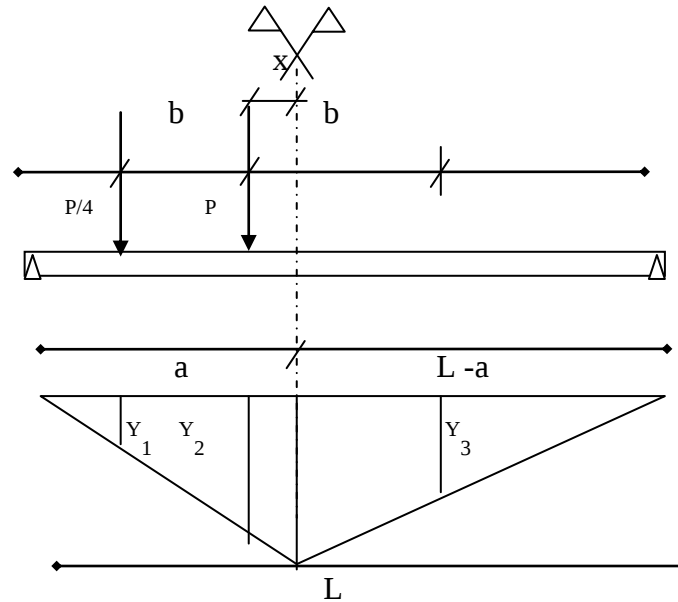


Fig: 2.6

Para: a

$$Y = \frac{a*(L-a)}{L} \quad 2.28$$

$$\frac{Y_1}{4} + Y_2 + Y_3 = f \quad 2.29$$

Para la carga viva se aplica el teorema de Barré para una fila de ruedas y luego se afecta con la fracción de carga establecida inicialmente para que el momento solicitante sea por viga.

Vigas múltiples de hormigón prefabricado.

Corresponden a los denominados puentes multiviga que son en base a vigas prefabricadas que pueden ser de hormigón Armado como Pretensado.

El momento flexor por carga viva para cada sección de viga debe ser determinado aplicando la fracción de carga al efecto provocado por una fila de ruedas determinada por la siguiente relación:

$$\text{Fracción de carga} = \frac{S}{D} \quad 2.30$$

Donde:

$$S = \frac{(12 * N_i + 9)}{N_g} \quad 2.31$$

$$C = \frac{K * W}{L} \quad 2.32$$

Donde:

W = Ancho total del puente entre cabezales de vigas prefabricadas en metros.

L = Longitud de la luz en metros.

Si $C \leq 3$

$$D = 5 + \frac{N_1}{10} + \left(3 - \frac{2 * N_1}{7}\right) * \left(1 - \frac{C}{3}\right)^2 \quad 2.33$$

Si $C > 3$

$$D = 5 + \frac{N_1}{10} \quad 2.34$$

donde:

N_1 = Número total de fajas de tráfico

N_g = Número de vigas longitudinales

Valores de K a ser utilizados en C		
Tipo de Puente	Tipo de viga	k
Multiviga	Vigas rectangulares no huecas	0.70
	Vigas de sección I	0.75
	Vigas rectangulares con huecos circulares	0.8

Tabla 2.1

Las vigas para puente, son elementos dispuestos en la dirección del tránsito. Entre los aspectos que se requiere considerar en el diseño de las vigas, se incluyen los

momentos flexionantes, a las fuerzas cortantes, el aplastamiento y pandeo del alma, el soporte lateral, la flecha y ocasionalmente la fatiga.

Camiones tipo.

Adoptando la nomenclatura del sistema internacional se distinguen; los tipos M y MS⁸.

Los camiones M están formados por dos ejes de ruedas espaciados a 4.3 m. con las ruedas pesando la cuarta parte de las traseras, cada eje consta de dos ruedas las que están espaciadas a 1.8 m⁹.

Pertenecen a este grupo el M18 y M13.5 cuyos pesos son respectivamente de 20 y 15 toneladas inglesas (cada tonelada inglesa tiene 2000 libras).

Los camiones MS están formados por un camión M y su acoplado S, es decir que el M es el detallado anteriormente y su acoplado corresponde a la adición de un eje trasero cuya separación es variable entre 4.3 y 9.0 m.

En todos los casos incluida la carga equivalente al ancho mínimo de cada faja de tráfico para el diseño es de 3 m. pudiendo alcanzar un máximo de 4.5 m¹⁰.

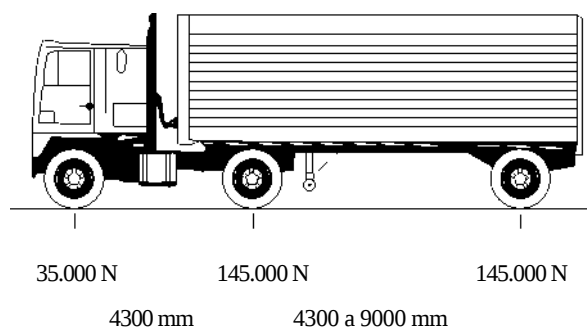


Figura 2.7.- Detalles de los camiones Tipo M Fuente: Belmonte Gonzales H. Puentes 1990

⁸ Belmonte Gonzales H Puentes 1990 Pág. 59

⁹ Belmonte Gonzales H Puentes 1990 Pág. 59

¹⁰ Belmonte Gonzales H Puentes 1990 Pág. 59

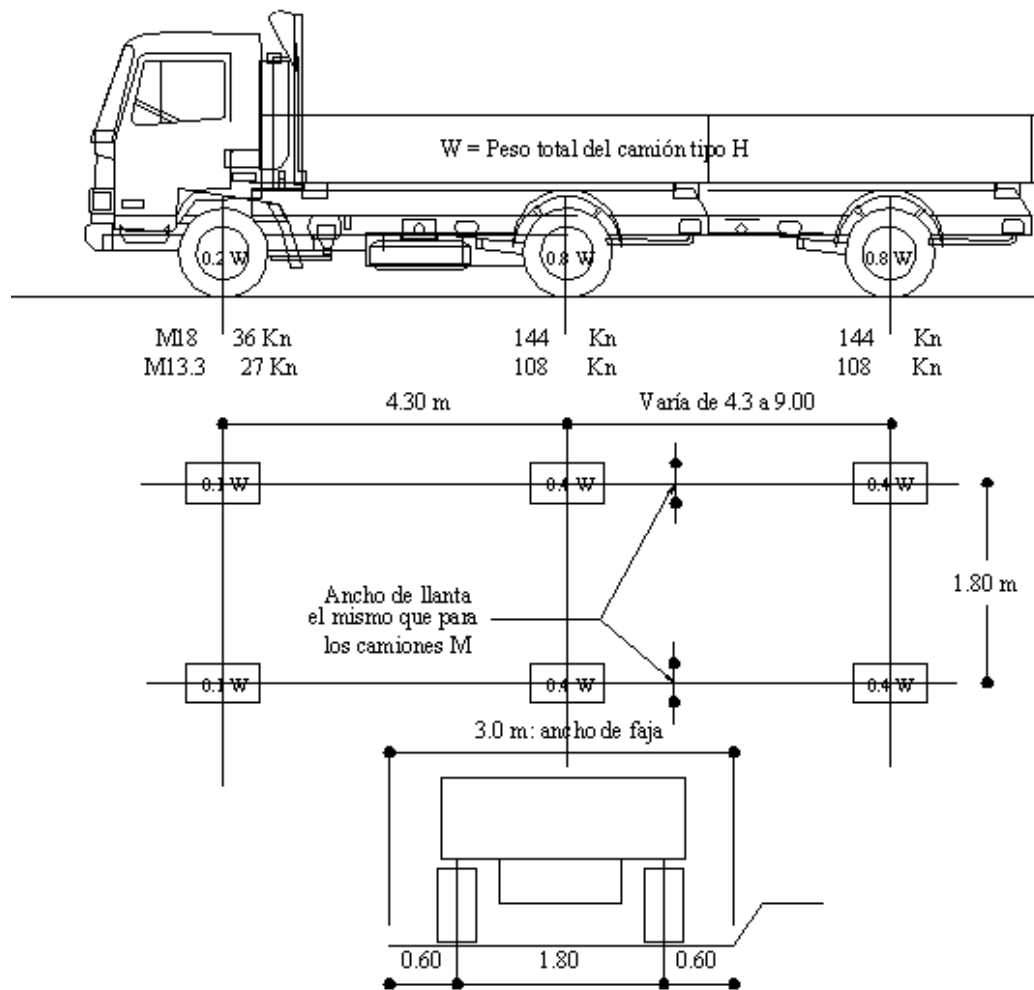


Figura 2.8.- Detalles de los camiones tipo MS

Fuente: Belmonte Gonzales H. Puentes 1990 Pag. 61

2.2 HORMIGON PRETENSADO

Una gran ventaja sobre el Hormigón Armado es que el Pretensado es un material homogéneo e infisurable. Porque en ciertas obras en las que se ha sobrepasado la carga máxima, para la que han sido diseñados aparecen fisuras corrientemente microscópicas las que en el Hormigón Pretensado se cierran inmediatamente que ha dejado de actuar la sobre carga excesiva, lo que no acontece en el Hormigón Armado.

La idea fundamental del pretensado es someter a compresión al hormigón, antes de cargarlo, en todas aquellas partes en que las cargas produzcan tracciones.

El hormigón pretensado es un material muy elástico, es decir que recupera su posición original en cuanto dejan de actuar las cargas. Es adecuado para soportar cargas dinámicas como el caso de los puentes.

Lo que hace el pretensado es transmitir fuerza de los cables a las tuercas y las tuercas al hormigón, esta fuerza del pretensado se da debido a las fuerzas exteriores en equilibrio entre sí.

Luego, y sin perder la tensión y alargamiento obtenidos, los cables son alcanzados en los extremos con ayuda de cuñas y otros dispositivos mecánicos.

Dos grandes procedimientos existen para transmitir la “fuerza de pretensado”, según el cable sea estirado después o antes de que el Hormigón esté endurecido. Estos procedimientos se denominan Postesado, y Pre-tesado, respectivamente.

2.2.1 VARIEDADES DEL HORMIGÓN PRETENSADO.

Con el tiempo se han ido desarrollando diferentes variedades de Hormigón pretensado que vamos a describir brevemente las más importantes y de mayor uso:

- a) Tesado antes del endurecimiento del Hormigón o con Armadura pretesa; se tesan las armaduras en los llamados “bancos de tesado” o mesa de tesado y después se hormigona.

El banco de tesado puede consistir en una larga pista con estribos finales fijos cimentados suficientemente para que puedan soportar las fuerzas de tesado.

Tan pronto como ha endurecido el Hormigón, se sueltan las armaduras de los estribos del banco, transmitiéndose al hormigón la fuerza de pretensado.

- b) Tesado después del endurecimiento del Hormigón, o con armaduras postesas; los cables son colocados con posibilidad de movimiento longitudinal, bien fuera del hormigón o bien dentro de él, en conductos de deslizamiento (tubos); los dispositivos de tesados, se apoyan contra el hormigón ya endurecido. Los

cables en tensión son anclados en sus extremos en el hormigón, transmitiéndole la fuerza de pretensado. En la construcción de puentes es más corriente el Postesado¹¹.

Cuando los valores previstos de presión y alargamiento son obtenidos, se anclan los cables y los conductos o vainas que envuelven a los mismos son rellenados con mortero o lechada de cemento.

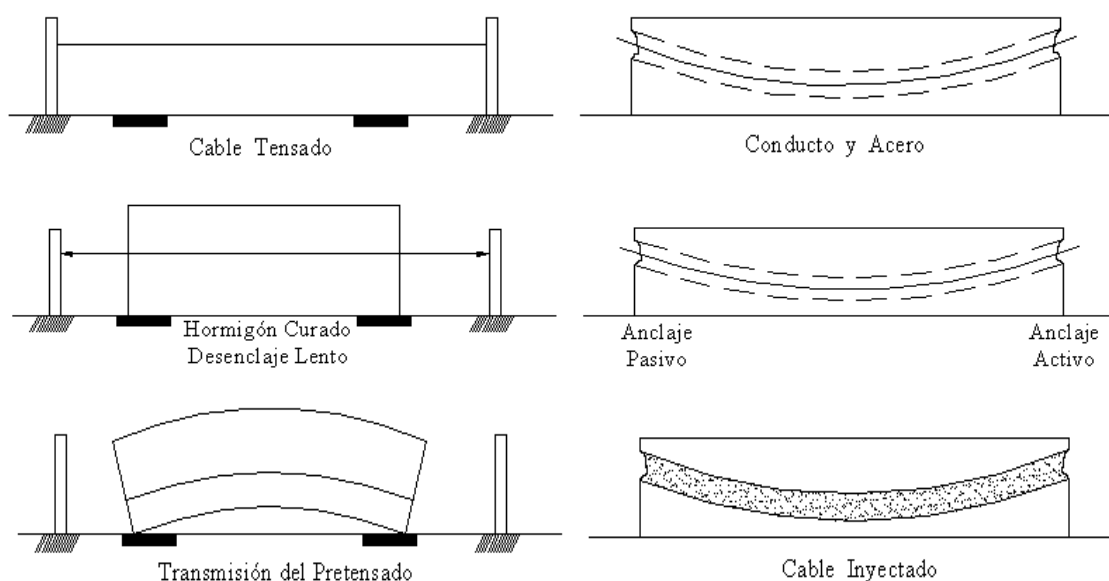


Fig: 2.9 Viga Pretensada y Viga Postensada

Por otra parte las estructuras de hormigón pretensado pasan por dos etapas de carga principales¹², la primera es la etapa inicial o de transmisión del pretensado en la que actúan la fuerza de pretensado inicial P_i , el peso propio y otras cargas muertas que puedan presentarse. Esta etapa proporciona las máximas compresiones en la zona fraccionada precomprimida, fibras inferiores en el caso de una viga simplemente apoyada.

La segunda etapa, es la etapa final o de servicio, cuando además de las cargas muertas de la etapa inicial, actúan las cargas de servicio y la fuerza de pretensado se encuentra

¹¹ Frutz Leonhardt Hormigón Pretensado 1990 Pag 7

¹² Subieta A. Curso de Op. Cit. Pag 8

reducida por ciertas pérdidas de pre-esfuerzo debidas a los fenómenos de retracción, influencia del hormigón, relajación del acero y acortamiento elástico.

Se denomina η al coeficiente que representa el porcentaje de pérdidas de preesfuerzo que normalmente varía entre 0.75 y 0.85 y está representado por la relación:

$$\eta = P/P_i \quad 2.35$$

Donde:

η : Coeficiente de Pérdidas de la Fuerza de Pretensado.

P_i : Fuerza de Pretensado inicial.

P : Fuerza de Pretensado final En la figura se puede observar estas dos etapas:

En la figura 2.10 es posible observar gráficamente estas dos etapas.

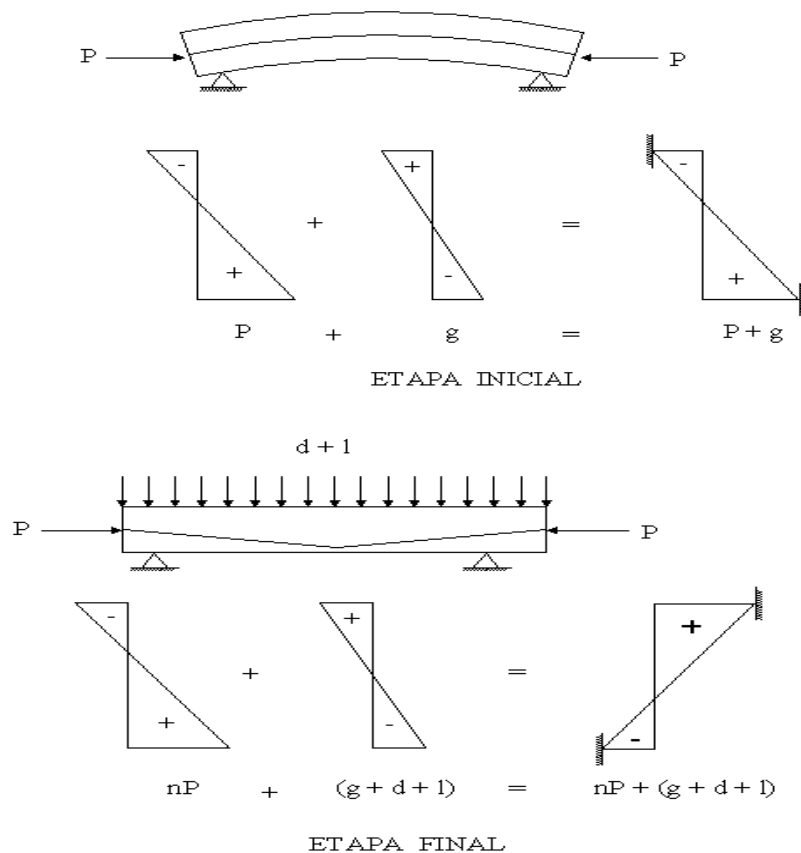


Fig. 2.10 Etapas de Carga; Inicial y Final

2.2.2. MATERIALES

2.2.2.1. Acero

Aceros para Pretensar

El acero para pretensado debe ser por necesidad un acero de alta resistencia, con el objeto de que la fuerza de pretensado final sea la mayor posible.

Tipos de Acero Presforzado.

Existen tres formás comunes en las cuales se emplea el acero como tendones en concreto presforzado: alambres redondos estirados en frío, cable trenzado y varillas de un acero de aleación, de los cuales veremos el cable trenzado que es de nuestro interés.

Cable trenzado

El cable trenzado se usa casi siempre en miembros pretensados, y a menudo se usa también en construcción postensada. El cable se fabrica de acuerdo con la especificación ASTM A 416. Para los cables trenzados se usa el mismo tipo de Alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío que los que se usan para los alambres individuales de preesfuerzo. Sin embargo, las propiedades mecánicas se evidencian ligeramente diferentes debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se les sujeta a tensión.

Los cables pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 0.25 pulg. hasta 0.6 pulg. de diámetro, tal como se muestra en la tabla. Se fabrican dos grados: el grado 250 y el grado 270 los cuales tienen una resistencia última mínima de 250,000 y 270,000 lb/pulg² respectivamente, estando éstas basadas en el área nominal del cable¹³.

¹³ Nilson A. Diseño de Estructuras de Concreto 1988 Pág. 55

Diámetro Normal Pulg. (mm)	Resistencia a la ruptura Lb (KN)	Área Nominal del cable Pulg² (mm²)	Carga mínima para una elongación de 1% lb (KN)
Grado 250			
0,250 (6,35)	9.000 (40,00)	0,036 (23,22)	7.650 (34,0)
0,313 (7,94)	14.500 (64,50)	0,058 (37,42)	12.300 (54,7)
0,375 (9,53)	20.000 (89,00)	0,080 (51,61)	17.000 (75,6)
0,438 (11,11)	27.000 (120,1)	0,108 (69,68)	23.000 (102,3)
0,500 (12,70)	36.000 (160,1)	0,144 (92,90)	30.600 (136,2)
0,600 (15,24)	54.000 (240,2)	0,216 (139,35)	45.900 (204,2)
Grado 270			
0,375 (9,53)	23.000 (102,3)	0,085 (54,84)	19.550 (87,0)
0,438 (11,11)	31.000 (137,9)	0,115 (74,19)	26.350 (117,2)
0,500 (12,70)	41.300 (183,7)	0,153 (98,71)	35.100 (156,1)
0,600 (15,24)	58.600 (260,7)	0,217 (140,00)	49.800 (221,5)

Tabla 2.3: Propiedades del cable (ASTM A 416)

Tabla Nilson A

Diseño de Estructuras de Concreto 1988

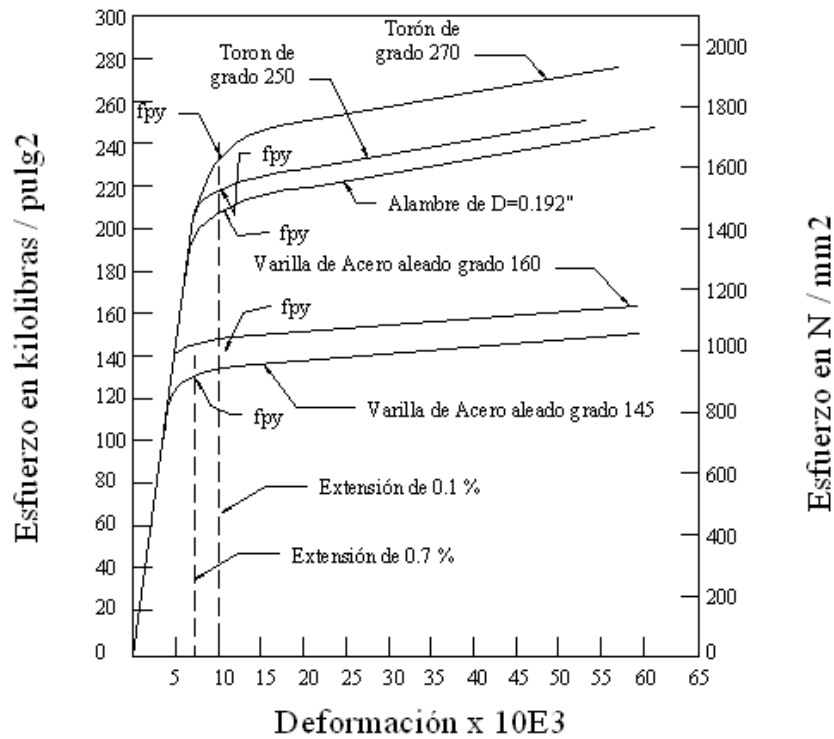
Pag 54

El grado, significa la resistencia nominal de rotura de Kips por pulgada cuadrada (k.s.i). en U.S.A. por ejemplo se usan alambres de $\varnothing$ 7 mm. grado 235 (235 kilo libra/pulg²) con área = 0.385 cm². Torones grado 250 (250 kilo libra/pulg²) y 270 (270 kilo libra/pulg²) con áreas nominales de 0.929 y 0.897 cm².¹⁴

Las propiedades geométricas mecánicas de los aceros se pueden obtener directamente de sus curvas de esfuerzo- deformación. Tales características importantes como el límite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación.

¹⁴ Subiera O. A. Hormigón Pretensado 2000 pag

Para alambres y cables el esfuerzo de fluencia, se define como al cual corresponde una deformación de 1%. Para varillas de aleación, el esfuerzo de fluencia, se toma como aquel que produce una deformación del 0.7 %.



para los alambres $E_p \cong 29000$ kilolibras / pulg²

para los torones $E_p \cong 27000$ kilolibras / pulg²

para las varillas $E_p \cong 27000$ kilolibras / pulg²

Fig: 2.11 Curvas de esfuerzo-deformación típicas para aceros de preesfuerzo.

Tensiones admisibles en el acero para Pretensado.

En la tabla se muestra los esfuerzos, permisibles de tensión para el acero de preesfuerzo en función de f_{pu} f_{py} ,

donde:

f_{pu} = Resistencia última del acero

f_{py} = Resistencia especificada de fluencia

Cuando recién se aplica la fuerza del gato, se permite el menor de los siguientes esfuerzos: $0.80 f_{pu}$ o $0.94 f_{py}$. La justificación para estos valores del esfuerzo límite es que durante el tesado los esfuerzos en el acero pueden conocerse de una manera muy precisa, la presión hidráulica y la deformación del acero se pueden medir fácilmente. Además, si un tendón defectuoso se rompiera accidentalmente, se podría reemplazar fácilmente.

Después que hayan ocurrido las pérdidas por acortamiento elástico y por deslizamiento de anclajes, se aplica el valor de $0.7 f_{py}$, pero antes de la ocurrencia de las pérdidas dependientes del tiempo debidas a la contracción, al escurrimiento plástico y al relajamiento. No se dará ninguna limitación para los esfuerzos en el acero después de ocurridas todas las pérdidas, debido a que tales esfuerzos siempre serán menores que los esfuerzos del acero en las condiciones iniciales cuando debe obtenerse un factor de seguridad adecuado.

Tabla : esfuerzos permisibles en el acero del preesfuerzo¹⁵.

1. Debido a la fuerza de tensión del gato	$0.8 f_{pu}$ ó $0.94 f_{py}$
2. tendones pretensados, inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo.	$0.7 f_{pu}$
3. tendones postesados, inmediatamente después del anclaje del tendón	$0.7 f_{pu}$

Tabla 2.6

2.2.2.2 Hormigón

2.2.2.2.1 Propiedades deseadas y normás generales

En estructuras pretensadas se utiliza hormigón de resistencia a la compresión superior al que se utiliza en estructuras de hormigón armado. Normalmente las estructuras de hormigón Pretensado se proyectan con una resistencia a la compresión a los 28 días comprendida entre 280 Kg/cm^2 y 560 Kg/cm^2 , siendo más usuales las comprendidas

¹⁵ Nilson A. Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado 1988 Pág. 95

entre 350 y 480 kg/cm^2 para hormigones de peso normal, y en estructuras especiales se llega a utilizar hormigones de hasta 600 a 700 kg/cm^2 de resistencia¹⁶.

Un hormigón de mayor resistencia ofrece las siguientes ventajas al hormigón Pretensado¹⁷.

- 1.- Tiene un módulo de elasticidad más elevado, es decir que la porción elástica inicial relativamente recta de la curva de esfuerzo-deformación, tiene mayor pendiente por consiguiente mayor módulo de elasticidad.
- 2.- La utilización de hormigón de alta resistencia favorece el comportamiento de las estructuras de hormigón Postesado, en la transmisión del preesfuerzo a los dispositivos de anclaje apoyados en las vigas produce presiones elevadas en aquellas zonas.

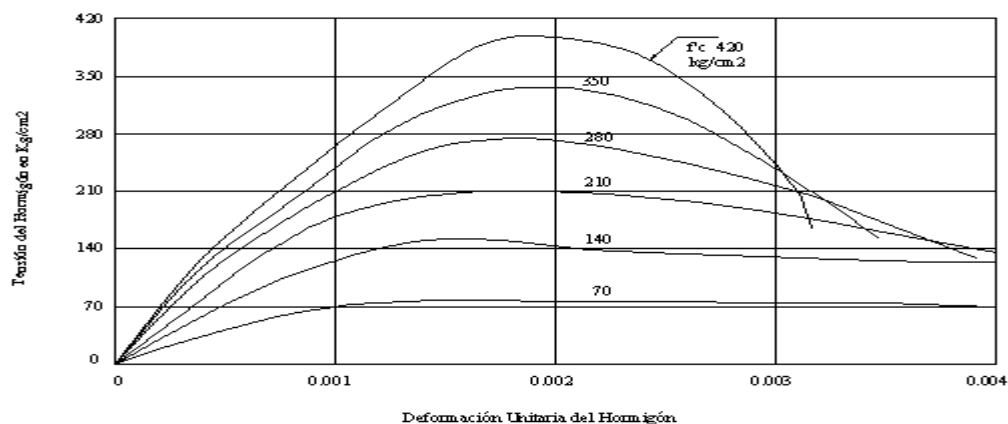


Figura 2.12 Curvas esfuerzo deformación del hormigón

Fuente: Alvarez G. Oscar Proyecto de Grado Pag. 65

- 3.- En construcciones por pretensado en las que la transferencia del preesfuerzo es por adherencia, el empleo de hormigón de alta resistencia permite utilizar tensiones de adherencia más altas.

¹⁶ Alvarez G. Proyecto de Grado Pág. 64

¹⁷ Alvarez G. Proyecto de Grado Pág. 64

4.- El hormigón pretensado prefabricado se construye mezclándolo, colocándolo y curándolo bajo condiciones de control cuidadosas, facilitando la obtención de resistencias elevadas.

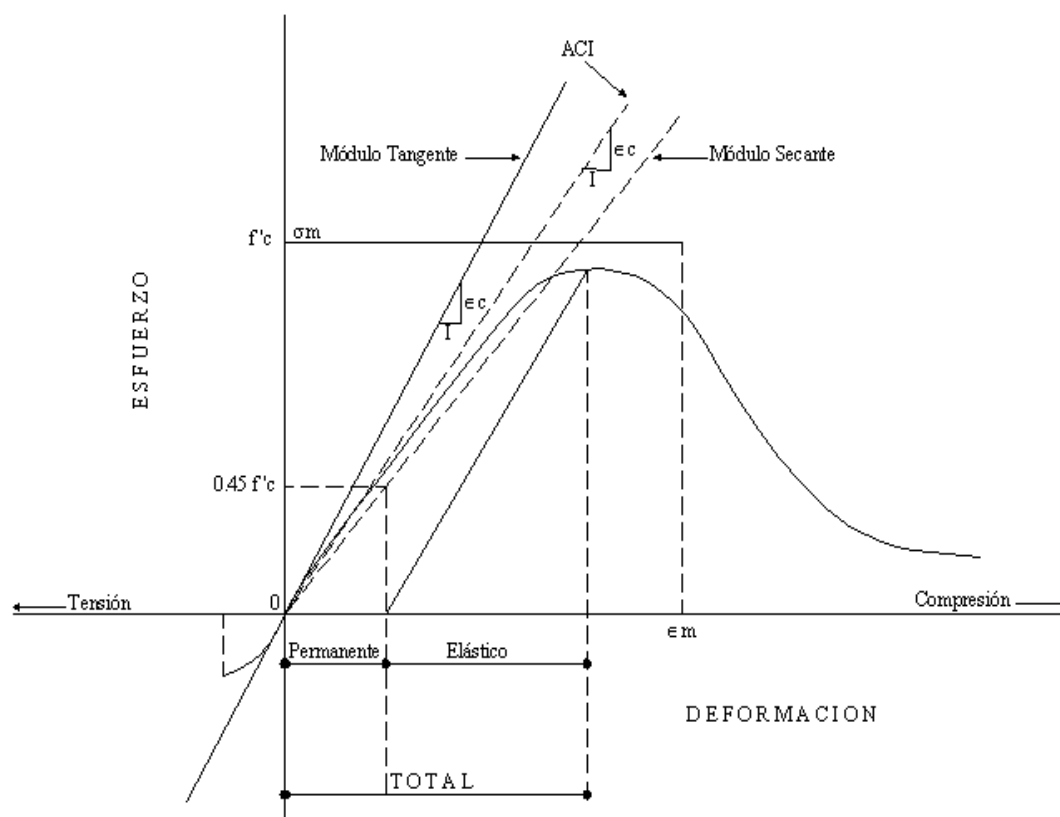


Figura 2.13 Determinación del Módulo de Elasticidad del Hormigón

Para conseguir una resistencia elevada del hormigón, deberá seguirse cuidadosamente los procedimientos y recomendaciones dadas para una buena dosificación, curado riguroso y numerosas probetas de ensayo para controlar la resistencia característica del hormigón.

El módulo de elasticidad, también llamado módulo de deformación longitudinal puede determinarse a través del diagrama esfuerzo-deformación como la pendiente del módulo secante a $0.45 f'_c$ que coincide con el módulo tangente en el origen, como

puede observarse en la figura 2.13 donde el módulo elástico es dado por la relación $E=\sigma/\epsilon$ ¹⁸

A falta de ensayos, la referencia el código ACI, proporciona la siguiente ecuación general dada en kg/cm².

$$E = 0.135 * \gamma^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad 2.36$$

Donde:

γ = peso específico del hormigón en kg/m³

f'_c = Resistencia cilíndrica del hormigón a n días en kg/cm²

Así para diferentes tipos de hormigón, varias normás llegan a los siguientes valores aproximados:

Peso del Hormigón	Módulo de Elasticidad
2500 kg/m ³	17100 f_c
2400 kg/m ³	16084 f_c
2000 kg/m ³	12236 f_c

Fuente: Alvarez G. Oscar Proyecto de Grado Pag. 67

Tabla 2.17

2.2.2.2.2. Análisis Por flexión.

En el caso de análisis por flexión las dimensiones del acero y del concreto, así como la magnitud y la línea de acción de la fuerza efectiva pretensora son generalmente conocidas. Si se dan las cargas, es posible que se desee calcular los esfuerzos resultantes y compararlos con los respectivos esfuerzos permisibles.

En contraposición en el diseño por flexión, se conocen los esfuerzos permisibles, y la resistencia de los materiales, se dan las cargas por soportar y el ingeniero debe determinar las dimensiones del concreto y el acero así como la magnitud y la línea de acción de la fuerza pretensora.

¹⁸ Alvarez G. Oscar Proyecto de Grado Pág. 67

Estados de carga¹⁹.

Tanto el análisis como el diseño del concreto Pretensado se necesita considerar varios estados de carga, tal como sigue:

- 1.- Pretensado inicial, inmediatamente después de la transferencia, cuando sólo P_i actúa en el hormigón.
- 2.- Pretensado inicial más peso propio del miembro.
- 3.- Pretensado inicial más la totalidad de la carga muerta.
- 4.- Pretensado efectivo, P_e , después de ocurridas las pérdidas más las cargas de servicio consistentes en la totalidad de la carga muerta más las cargas vivas esperadas.
- 5.- Carga última, cuando se incrementan las cargas esperadas de servicio mediante factores de carga, y el miembro se encuentra al inicio de la falla.

En el nivel de cargas de servicio o por debajo de él, tanto los esfuerzos en el concreto como los actuantes en el acero están por lo general dentro del campo elástico. Sin embargo si el miembro llega a sobrecargarse, es posible que uno o los dos materiales pueda ser esforzado dentro del campo inelástico, en cuyo caso, las predicciones de la resistencia ultima deberán basarse en las relaciones reales no lineales de esfuerzo de deformación.

Se efectúa el análisis de tensiones para las cargas de servicio comparando los resultados con las tensiones admisibles. Las dimensiones de la sección, la fuerza de Pretensado P y la excentricidad e_o , deben elegirse de manera tal que los esfuerzos presentados no superen estos valores en los diferentes estados de carga. Antes de ingresar propiamente al análisis del comportamiento mecánico del hormigón Pretensado, es necesario definir la notación utilizada, para ello en la figura 2.14 se muestra las características propias de una sección transversal cualquiera, para la cual es válida la siguiente notación:

¹⁹ Nilson A. Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado 1988 Pág. 79

A_c = Área de la sección transversal del hormigón.

d_1 = Distancia de la fibra extrema de compresión de la sección, medida hasta el centro de gravedad del acero Pretensado.

d_2 = Recubrimiento de hormigón medido desde la fibra extrema precomprimida hasta el centro de gravedad del acero Pretensado.

h = Altura total de la viga ($h = C_1 + C_2 = d_1 + d_2$)

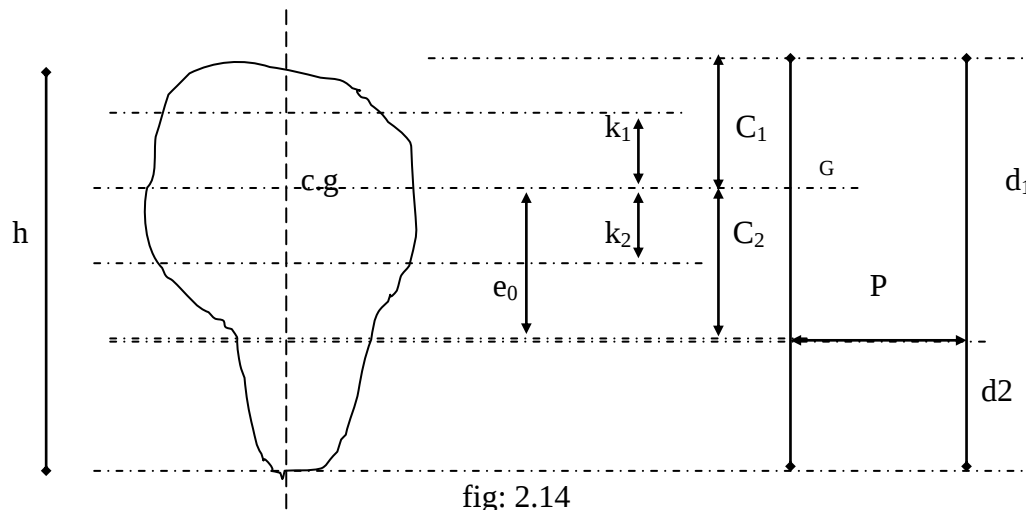


fig: 2.14

I : Momento de inercia de la sección respecto al eje centroidal

C_1 : Distancia del eje centroidal a la fibra extrema superior de la sección

C_2 : Distancia del eje centroidal a la fibra extrema inferior de la sección.

$S_1 = I/C_1$: Módulo resistente de la sección respecto a la fibra superior.

$S_2 = I/C_2$: Módulo resistente de la sección respecto a la fibra inferior.

$r = \sqrt{I/A_c}$: Radio de giro de la sección.

$K_1 = -I/(A_c C_2) = S_2/A_c = -r^2/C_2$: Distancia límite superior del núcleo central respecto del eje centroidal.

$K_2 = -I/(A_c C_1) = S_1/A_c = -r^2/C_1$: Distancia límite inferior del núcleo central respecto del eje centroidal..

e_0 = Excentricidad de la fuerza de Pretensado.

P_i = Fuerza de Pretensado inicial.

P = Fuerza de Pretensado final

n = Relación de porcentaje de pérdidas de preesfuerzo

2.2.2.2.3 Esfuerzos Elásticos²⁰:

Siempre que la viga permanezca sin agrietarse y que tanto el concreto como el acero sean esforzados dentro de los rangos elásticos, los esfuerzos en el concreto pueden hallarse usando conocidas ecuaciones de la mecánica, basadas en el comportamiento elástico. En la práctica actual, estas condiciones se cumplen a menudo hasta el nivel de las cargas de servicio.

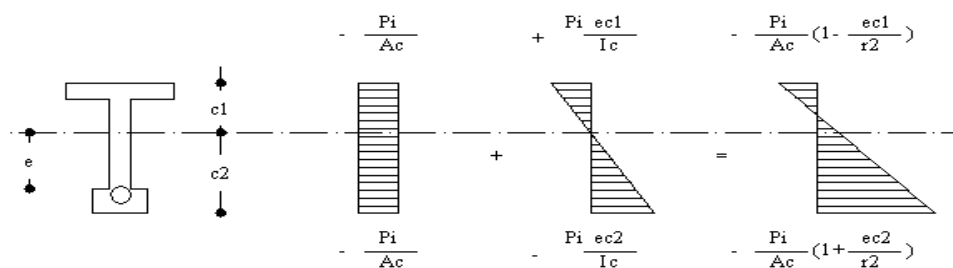


Fig: 2.15

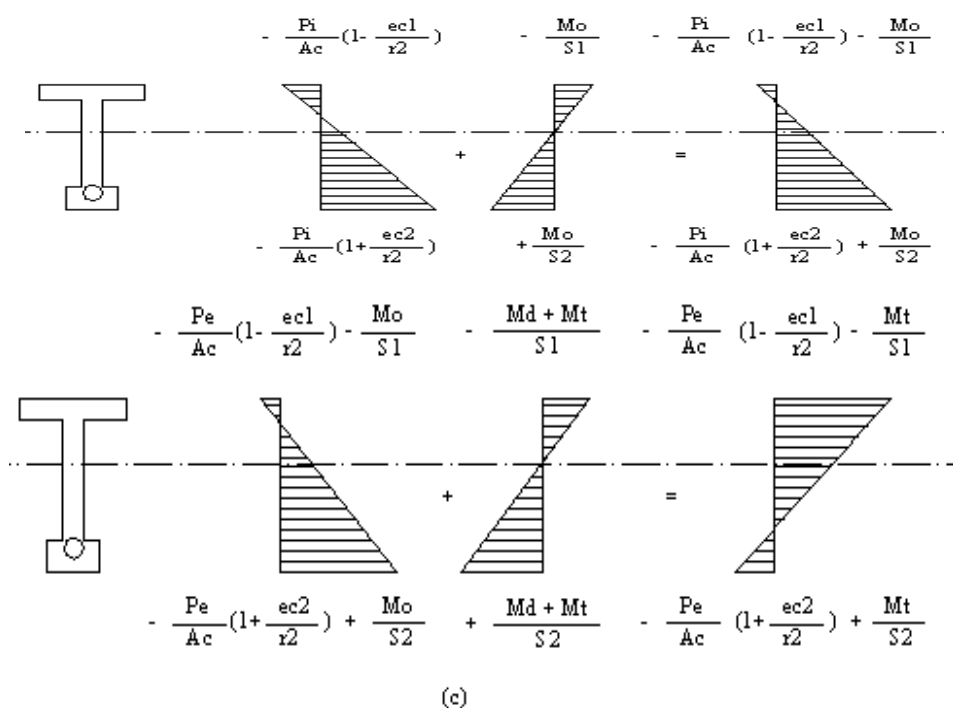


Figura 2.16.- Esfuerzos elásticos en una viga presforzada

(a) Efecto del presfuerzo inicial (b) Efecto del presfuerzo inicial más el peso propio (c) Efecto del presfuerzo final más carga de servicio total.

²⁰ Nilson A. Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado 1988 Pág. 84

Donde:

Mo = Momento debido a la viga
Md = Momento debido a la carga muerta
Mt = Momento debido a la carga viva

2.2.2.2.4 Factor de eficiencia a la flexión:

Para el caso general de secciones transversales asimétricas, uno podría desear maximizar simultáneamente las relaciones S_1/Ac y S_2/Ac .

Como:

$$S_1 = \frac{I}{C_1} \quad \text{y} \quad S_2 = \frac{I}{C_2}$$

Estas relaciones pueden escribirse tal como sigue²¹:

$$\frac{S_1}{Ac} = \frac{Ic}{Ac \times C_1} = \frac{r^2}{C_1} \quad 2.37$$

$$\frac{S_2}{Ac} = \frac{Ic}{Ac \times C_2} = \frac{r^2}{C_2} \quad 2.38$$

Así para valores de c_1 y c_2 , la sección transversal más eficiente es aquella que tiene el más grande radio de giro, esto es, aquella en la cual el área de hormigón se encuentra concentrada lo más posible hacia los extremos superior e inferior de miembro.

Los miembros del lado derecho de las ecuaciones 2.37 y 2.38 se reconocerán como las dimensiones inferior y superior del núcleo de la sección, respectivamente.

Resulta conveniente expresar las distancias, representadas por las ecuaciones 2.37 y 2.38 de una manera adimensional, en la función de las distancias C_1 y C_2 a las caras superior e inferior del miembro. Con $K_1 = r^2/c_2$ y $K_2 = r^2/c_1$.

Estas relaciones son:

²¹ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado 1988 Pág. 165

$$\frac{K_1}{C_1} = \frac{r^2}{C_1 * C_2} \quad (c) \quad 2.39$$

$$\frac{K_2}{C_2} = \frac{r^2}{C_1 * C_2} \quad (d) \quad 2.40$$

En consecuencia la expresión simple:

$$Q = \frac{r^2}{C_1 * C_2} \quad 2.41$$

Donde:

Q = factor de eficiencia

Puede usarse como una base conveniente para la estimación de la eficiencia a la flexión de varias secciones transversales con un peralte dado.

El factor de eficiencia Q puede expresarse en términos geométricos, tomando nota que:

$$h = C_1 + C_2 \quad 2.42$$

$$Q = \frac{r^2}{C_1 * C_2} * \frac{C_1 + C_2}{h} \quad 2.43$$

$$Q = \frac{K_1 + K_2}{h} \quad 2.44$$

Lo cual indica que el factor Q no es otra cosa que la relación de la profundidad del núcleo al peralte total de la sección.

2.2.2.2.5 Esfuerzos Permisibles de Flexión

La mayoría de las especificaciones para la construcción de concreto pretensado imponen ciertas limitaciones a los esfuerzos en el hormigón y en el acero, para inmediatamente después de la transferencia de la fuerza pretensora al hormigón y para cuando actúa la totalidad de la carga de servicio.

Estas limitaciones, en el esfuerzo tratan de evitar daños al miembro durante la construcción y asegurar buenas condiciones de servicio mediante la limitación

indirecta del ancho las grietas y la flexión. En la práctica actual, las especificaciones que limitan el esfuerzo proporcionan a menudo el punto de partida para la selección de las dimensiones de los miembros de hormigón Pretensado.

Hormigón.

Los límites en el esfuerzo del hormigón que impone el código ACI, se resume en la tabla donde:

f'_{ci} = Resistencia del hormigón a compresión inicial.

f'_c = Resistencia del hormigón a compresión

Ambas se expresan en Kg/cm^2

Tabla: Esfuerzos permisibles en el concreto de miembros presforzados sujetos a flexión²²

1.- Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo (antes que ocurran las pérdidas del preesfuerzo) no deben exceder los siguientes valores.	Kg/cm^2	Lb/pulg^2
σ_{ti} = Esfuerzo de tracción admisible en el hormigón en el estado inicial. σ_{ci} = Esfuerzo de tracción admisible en el hormigón en el estado inicial.	$-0.8 \sqrt{f'_{ci}}$ $-0.6 f'_{ci}$	$3 \sqrt{f'_{ci}}$ $-0.6 f'_{ci}$
2.- Esfuerzos bajo cargas de servicio (después de considerar todas las cargas de preesfuerzo) no deben exceder los siguientes valores.	Kg/cm^2	Lb/pulg^2
σ_{ts} = Esfuerzo de tracción admisible en el hormigón en el estado final. σ_{cs} = Esfuerzo de tracción admisible en el hormigón en el estado final.	$1.6 \sqrt{f'_c}$ $-0.45 f'_c$	$6 \sqrt{f'_c}$ $-0.45 f'_c$

Tabla 2.8

²² Nilson A. Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado 1988 Pág. 93

2.2.3 INECUACIONES EN ETAPA INICIAL Y FINAL.

Los diferentes estados de carga, se resumen en dos etapas de cargas principales, expresadas a través de las siguientes ecuaciones:

1.- Etapa inicial ($P_i + M_{min.}$)²³

En esta etapa, actúan la fuerza de Pretensado inicial y las cargas muertas existentes, como ser el peso propio u otros.

$$-\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i * e_o}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} \leq \sigma_{ti} \quad 2.45$$

$$-\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i * e_o}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} \geq \sigma_{ci} \quad 2.46$$

2.- Etapa final ($n.P_j + M_{max.}$)

Esta etapa final de cargas, además de las cargas muertas de la etapa inicial, actúan las cargas de servicio y la fuerza de Pretensado final.

$$-\frac{n * P_i}{A_c} + \frac{(n * P_i * e_o)}{S_1} - \frac{M_t}{S_1} \geq \sigma_{cs} \quad 2.47$$

$$-\frac{n * P_i}{A_c} - \frac{(n * P_i * e_o)}{S_2} + \frac{M_t}{S_2} \leq \sigma_{ts} \quad 2.48$$

2.2.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SECCIÓN

Conocidas las relaciones en los diferentes estados de carga, es posible a partir de las mismas, determinar el módulo resistente a la sección necesaria²⁴.

Tomando la ecuación definida en el párrafo anterior:

$$-\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_e * e_o}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} \leq \sigma_{ti} \quad 2.49$$

Realizando algunas transformaciones tendremos:

²³ Tesis Diseño Final de Vigas de Hº Presforzado mediante Programación Lineal 1999 Pág. 76

²⁴ Proyecto de Grado Diseño Optimo de Vigas de Hº Pº mediante Programación Lineal Pág. 78

$$-\frac{Pi}{Ac} + \frac{Pi * eo * C_1}{I} - \frac{Mo}{S_1} \leq \sigma_{ti} \quad 2.50$$

$$-\frac{Pi}{Ac} * \left(1 - \frac{Ac * eo * C_1}{I}\right) - \frac{M_o}{S_1} \leq \sigma_{ti} \quad 2.51$$

$$-\frac{Pi}{Ac} * \left(1 - \frac{eo}{K_2}\right) - \frac{Mo}{S_1} \leq \sigma_{ti} \quad 2.52$$

Luego en el límite:

$$-\frac{Pi}{Ac} * \left(1 - \frac{eo * Ac}{S_2}\right) - \frac{M_o}{S_1} = \sigma_{ti} \quad 2.53$$

Luego de ocurridas las pérdidas de preesfuerzo, tendremos:

$$-\frac{n * Pi}{Ac} * \left(1 - \frac{eo * Ac}{S_2}\right) - \frac{M_o}{S_1} = \sigma_1 \quad 2.54$$

Luego, afectando el factor $\pm nM_{min}/S_1$ en esta misma ecuación se tendrá:

$$-\frac{n * Pi}{Ac} * \left(1 - \frac{eo * Ac}{S_2}\right) - \frac{M_o}{S_1} - \frac{n * M_o}{S_1} + \frac{n * M_o}{S_1} = \sigma_1 \quad 2.55$$

$$n * \left(-\frac{P}{Ac} * \left(1 - \frac{eo * Ac}{S_2} + \frac{M_o}{S_1}\right) \right) - \frac{n * M_o}{S_1} + \frac{n * M_o}{S_1} = \sigma_1 \quad 2.56$$

$$n * \sigma_{ti} - \frac{M_o}{S_1} + \frac{n * M_o}{S_1} = \sigma_{t1} \quad 2.57$$

$$n * \sigma_{ti} - \left(\frac{M_{min} * (1 - n)}{S_1} \right) = \sigma_1 \quad 2.58$$

luego:

$$-\sigma_1 - \Delta\sigma_{sup} \geq \sigma_{cs} \quad 2.59$$

$$\Delta\sigma_{sup} = \frac{\Delta M}{S_1} \quad 2.60$$

luego:

$$-n*\sigma_{ti} - \frac{M_o*(1-n)}{S_1} - \frac{\Delta M}{S_1} \geq \sigma_{cs} \quad 2.61$$

$$-\frac{M_o*(1-n) - \Delta M}{S_1} \geq -\sigma_{cs} + n*\sigma_{ti}$$

2.62

$$-\frac{M_o*(1-n) - \Delta M}{S_1} = \sigma_{cs} - n*\sigma_{ti} \quad 2.63$$

De donde finalmente se obtiene el módulo resistente de la sección necesaria para las fibras superiores:

$$S_1 = -\frac{M_o*(1-n) + \Delta M}{\sigma_{cs} - n*\sigma_{ti}} \quad 2.64$$

Por analogía se obtiene el módulo resistente de la sección necesaria para las fibras inferiores:

$$S_2 = -\frac{M_o*(1-n) + \Delta M}{n*\sigma_{ci} - \sigma_{ts}} \quad 2.65$$

Como el valor M_{min} . no es conocido en forma a priori e impide utilizar las ecuaciones anteriores en forma precisa; algunos autores, sugieren modificar dichas ecuaciones eliminando el efecto del momento debido el peso propio, sabiendo que:

$$M_{max} = M_o + M_d + M_{VI} \quad 2.66$$

$$M_{min} = M_o \quad 2.67$$

$$\Delta M = M_{max} - M_o = M_d + M_{VI} \quad 2.68$$

Por lo tanto las ecuaciones anteriores resultan:

$$S_1 = \frac{-\Delta M}{\sigma_{cs} - n*\sigma_{ti}} \quad 2.69$$

$$S_2 = \frac{-\Delta M}{n*\sigma_{ci} - \sigma_{ts}} \quad 2.70$$

2.2.5 NÚCLEO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL.

Se dice que cuando la fuerza pretensora, actuando sola no produce tensiones en la sección transversal, en los casos límites se obtendrá una distribución triangular de esfuerzo de la aplicación de la fuerza pretensora, con un esfuerzo en el concreto de cero en la parte superior o inferior del miembro.

Las dimensiones límite del núcleo central de la sección se pueden hallar de la ecuación 2.71 para hallar la dimensión del núcleo central, el esfuerzo en el concreto en la superficie superior deberá hacerse cero tal como se ilustra en la figura 2.18. Así pues:

$$f_1 = -\frac{P_i}{Ac} * \left(1 - \frac{ec_1}{r^2}\right) = 0 \quad 2.71$$

lo cual indica que la cantidad entre paréntesis debe de ser igual a cero. Resolviendo esta ecuación se halla la excentricidad $e = k_2$, y constituye el límite inferior del núcleo central de la sección.

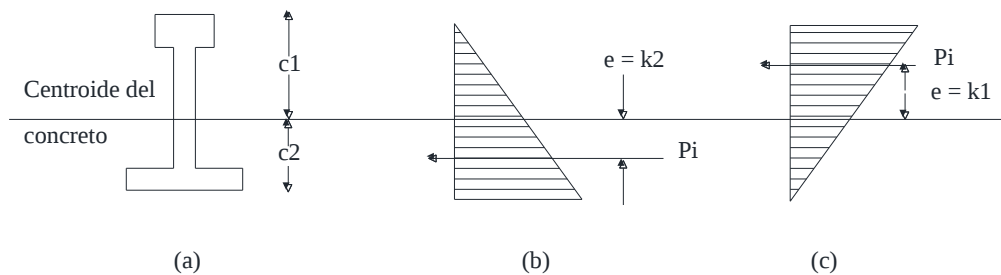
$$1 - \frac{k_2 * c_1}{r^2} = 0 \quad 2.72$$

$$0.94f_{py}$$

$$k_2 = \frac{r^2}{c_2}$$

De manera similar se obtiene:

$$k_1 = \frac{r^2}{c_1}$$



*Figura 2.18 Distribuciones de esfuerzos para fuerzas pretensoras
aplicadas en los límites de la sección.*

(a) Sección transversal, (b) Límite inferior del núcleo

(c) Límite superior del núcleo

De manera similar, se puede hallar el límite superior del núcleo central anulando la expresión del esfuerzo en el concreto en la superficie inferior

2.2.6. VARIACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD A LO LARGO DEL CLARO.

En otros puntos del claro, en donde los momentos son más pequeños, la excentricidad del acero debe reducirse con el objeto de evitar sobrepasar los esfuerzos límite en el concreto cuando la viga se encuentra en el estado descargado. Contrariamente existe una excentricidad mínima, o un límite superior para el centroide del acero tal que los esfuerzos límites en el concreto no se sobrepasen cuando la viga se encuentre en un estado completamente cargado²⁵.

Para indicar que tanto la excentricidad e como los momentos M_g o M_t son funciones de la distancia x desde el apoyo ellos se presentarán como $e(x)$ y $M_0(x)$ o $M(x)$, respectivamente.

Considerando primero el estado descargado, se halla que el esfuerzo de tensión en la parte superior de la viga no debe exceder a f_{ti} ²⁶.

$$f_{ti} \geq -\frac{P_i}{A_c} * \left(1 - \frac{e(x) * c_1}{r^2}\right) - \frac{M_0(x)}{S_1} \quad 2.74$$

Resolviendo para la máxima excentricidad se obtiene :

$$e(x) \leq \frac{f_{ti} * S_1}{P_i} + \frac{S_1}{A_c} + \frac{M_0(x)}{P_i} \quad 2.75$$

En la parte inferior de la viga descarga, el esfuerzo no debe sobrepasar la compresión inicial límite.

²⁵ Nilson A. Diseño de Estructuras de H° Presforzado 19988 Pág. 153

²⁶ Nilson A. Diseño de Estructuras de H° Presforzado 19988 Pág. 153

$$f_{ci} \leq -\frac{Pi}{Ac} * \left(1 - \frac{e(x) * c_2}{r^2}\right) + \frac{Mo(x)}{S_2} \quad 2.76$$

De donde el segundo límite inferior para el centroide de acero resulta

$$e(x) \leq \frac{f_{ci} * S_2}{Pi} - \frac{S_2}{Ac} + \frac{Mo(x)}{Pi} \quad 2.77$$

Considerando ahora que el miembro se encuentra en su estado totalmente cargado, se pueden hallar los valores límite superiores para la excentricidad.

$$f_{cs} \leq -\frac{Pe}{Ac} * \left(1 - \frac{e(x) * c_1}{r^2}\right) - \frac{Mt(x)}{S_1} \quad 2.78$$

De la cual

$$e(x) \geq \frac{f_{cs} * S_1}{Pe} + \frac{S_1}{Ac} + \frac{Mt(x)}{Pe} \quad 2.79$$

Y usando la ecuación

$$f_{ts} \geq -\frac{Pe}{Ac} * \left(1 + \frac{e(x) * c_2}{r^2}\right) + \frac{Mt(x)}{S_2} \quad 2.80$$

De la cual

$$e(x) \geq -\frac{f_{ts} * S_2}{Pe} - \frac{S_2}{Ac} + \frac{Mt(x)}{Pe} \quad 2.81$$

El límite inferior de la excentricidad de la tendón se puede establecer para varios puntos sucesivos del claro usando las ecuaciones (2.75) y (2.77). Luego usando las ecuaciones (2.79) y (2.81) se establece el correspondiente límite superior. Este límite superior bien puede ser negativo, lo cual indicaría que el centroide del tendón pueda estar por encima del centroide del concreto en aquel lugar²⁷.

²⁷ Nilson A. Diseño de Estructuras de Hormigón 1988 Pág. 154

Debe de recalcar que solamente en es el centroide del tendón el que debe caer dentro de la zona límite de los cables, los cables individuales están a menudo fuera de ella²⁸.

El perfil del tendón que a menudo se usa en la práctica es una curva parabólica a una catenaria, en el caso de las vigas postensadas. El ducto que contiene el acero del preesfuerzo se cuelga según la forma deseada, y se fija en tal posición atándole con alambres al refuerzo transversal del alma, después de lo cual se puede colocar el concreto. En vigas pretensadas a menudo se emplean tendones atirantados. Los cables se sujetan hacia abajo en el centro del claro y en sus puntos tercios y cuartos, y se sujetan hacia arriba en los extremos, de tal manera de que se obtiene una curva suave con mayor o menor grado²⁹.

Para las vigas de un solo claro diseñadas con los métodos de balance de carga, el centroide del tendón debe pasar a través del centroide del concreto en los apoyos, debido a que los momentos de las cargas exteriores son cero en los apoyos.

2.2.7. VIGAS COMPUESTAS.

2.2.7.1 Tipos de construcción compuesta

El término construcción compuesta, aplicado al concreto presforzado, se refiere por lo general a la construcción en la cual un miembro de concreto precolado actúa en combinación con concreto colado posteriormente *in situ*, y ligado a aquél, para formar un miembro compuesto con sección T. En uno u otro caso, la losa colada *in situ* cumple con los requisitos funcionales de proporcionar una superficie lisa t útil además de rigidizar y reforzar a la unidad precolada.

La construcción compuesta ofrece las ventajas del precolado, incluyendo la prefabricación en planta de secciones estandarizadas, las cimbras reutilizables, el tensado de cables en línea larga, y un excelente control de calidad.

²⁸ Nilson A. Diseño de Estructuras de Hormigón 1988 Pág. 155

²⁹ Nilson A. Diseño de Estructuras de Hormigón 1988 Pág. 155

La construcción compuesta puede adoptar muchas formas. Los tipos del miembro más comunes en la práctica de los Estados Unidos se muestran en la figura 2.19.

La sección I asimétrica se emplea en combinación con una losa de rodamiento colada in situ, creando una viga nervada T con el centroide de la sección compuesta cercano al lado inferior de la losa.

El prerequisite inicial para la acción es buena adherencia entre el concreto precolado y el colado in situ.

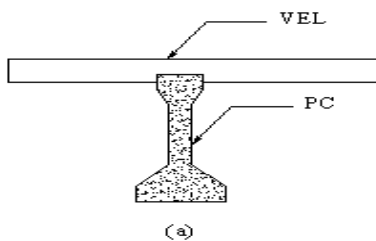


Fig 2.19

En casi todos los casos, la cantidad obtenida para el concreto precolado es superior a la del concreto de la parte colada in situ de la sección compuesta. El concreto colado bajo las condiciones de una planta de precolado, donde puede mantenerse fácilmente el control de calidad, tiene generalmente resistencias de 4000 a 6000 lb/pulg². el concreto colado en el lugar de la obra es de calidad más variable y de menor resistencia, generalmente en el rango de 3000 a 4000 lb/pulg². tales diferencias deben tomarse en cuenta en el diseño.

2.2.7.2 Estados de Carga.

Un miembro compuesto debe tener un comportamiento satisfactorio bajo cualquier carga o combinación de cargas que puedan actuar durante su vida útil. El análisis y diseño de secciones compuestas puede requerir la consideración de varios, o de todos, los siguientes estados de carga:

1. Presfuerzo inicial P_i inmediatamente después de la transferencia.
2. Presfuerzo inicial P_i más el peso propio del miembro precolado.
3. Presfuerzo efectivo P_e más el peso propio del miembro.

4. Presfuerzo efectivo P_e más todas las cargas muertas de la sección no compuesta, inclusive el peso del concreto húmedo de la losa.
5. Presfuerzo efectivo P_e más las cargas muertas tanto de la sección no compuesta como de la compuesta más las cargas vivas de servicio.
6. sobrecarga máxima.

Antes de que fragüe el concreto colado in situ, son modificadas y adicionalmente se aplican esfuerzos en el concreto recientemente colado.

En algunos casos, resulta económico soportar todas las cargas sobrepuestas mediante la acción compuesta. Esto puede lograrse mediante el apuntalamiento temporal de la unidad precolada durante el período en que la losa, así como todas las cargas subsecuentemente aplicadas, producirán flexión alrededor del centroide de la sección compuesta.

Como regla, los esfuerzos provenientes de los estados de carga 1 a 5 pueden hallarse tomando como base la suposición de un comportamiento elástico, calculando las propiedades de la sección no compuesta, la que sea aplicable.

Las pruebas han demostrado que al sobrecargarse a los miembros compuestos, se desarrolla la totalidad de la resistencia de la sección compuesta, siempre que se mantenga la transferencia de cortante a través de la superficie de contacto entre los dos componentes. Tanto el acero como el concreto pueden esforzarse bien hasta dentro de sus rangos inelásticos, y las consecuencias de las discontinuidades en las deformaciones son mínimas. La resistencia de los miembros compuestos puede calcularse como si la construcción fuera homogénea.

Normalmente, los estados de carga que rigen el diseño de las vigas presforzadas compuestas son: el 2, cuando deben satisfacerse las limitaciones en los esfuerzos de tensión y compresión en las partes superior e inferior, respectivamente, de la unidad precolada, el estado 5, cuando no deben excederse los límites de esfuerzos bajo carga de servicio de compresión en la parte superior y de tensión en la parte inferior de la sección compuesta, y el estado 6, cuando el miembro debe desarrollar la resistencia

adecuada para resistir las sobrecargas, proporcionando un margen de seguridad aceptable.

2.2.7.3. Propiedades de la sección y esfuerzos elásticos de flexión.

Cuando se calculan esfuerzos en vigas compuestas, es necesario diferenciar entre las cargas que actúan en la viga precolada y aquellas que se aplican después de haberse agregado la parte colada in situ de la sección, la totalidad de la acción compuesta. Los esfuerzos producidos por la flexión del miembro compuesto se pueden superponer directamente a aquellos ya presentes en la porción precolada lógicamente, la flexión en cada caso es alrededor de un centroide diferente, debiéndose emplear dos juegos separados de propiedades de sección.

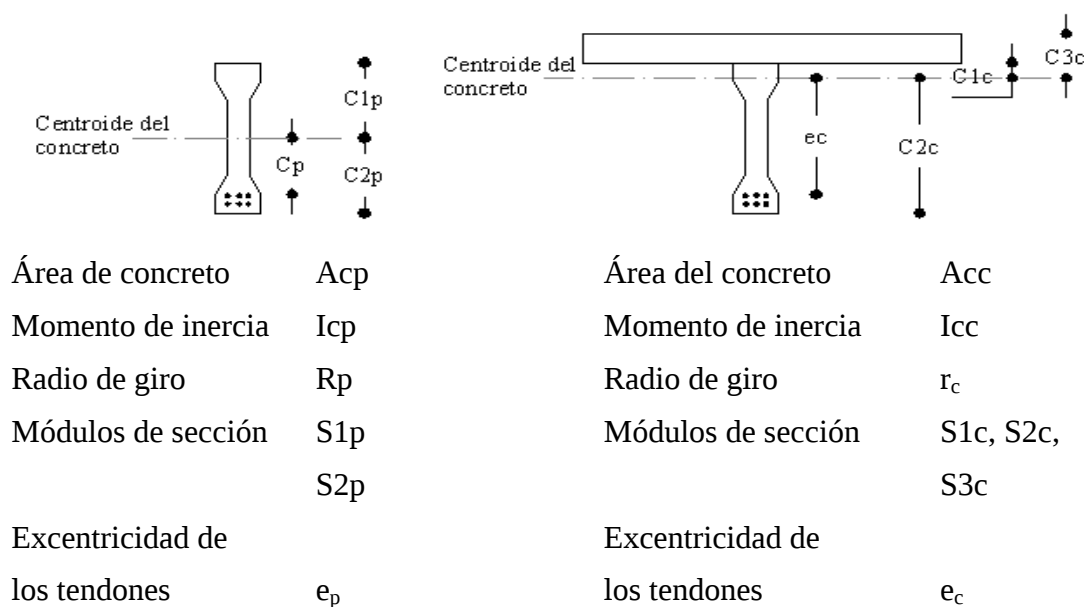


Figura 2.20 Propiedades de las secciones precolada y compuesta.

(a) Sección precolada, (b) Sección compuesta.

Con relación a las propiedades de la sección, los subíndices p y c se refieren respectivamente, a las propiedades de las secciones precolada y compuesta. De manera similar, a aquellas cargas muertas que sólo afecten a la porción precolada se les dotará de un subíndice p, mientras que a aquellas que produzcan esfuerzos asociados con la sección compuesta se les pondrá el subíndice c.

En la figura 2.21 se muestran los esfuerzos en una viga compuesta típica correspondientes a varios estados de carga. Después de la transferencia, la fuerza pretensora P_i actúa en el miembro. Normalmente el peso propio de la parte precolada se superpone inmediatamente.

$$f_1 = -\frac{P_i}{A_{cp}} * \left(1 - \frac{e_p * C_{1p}}{r^2 p}\right) - \frac{M_o}{S_{1p}} \quad 2.82$$

$$f_2 = -\frac{P_i}{A_{cp}} * \left(1 - \frac{e_p * C_{2p}}{r^2 p}\right) - \frac{M_o}{S_{2p}} \quad 2.83$$

Donde:

M_o : es el momento debido al peso propio del miembro precolado

Por lo general, la única carga de importancia, que no sea el peso de la viga precolada, que actúa sobre la sección no compuesta, es el peso de la losa de concreto, húmeda aún. Ésta produce flexión alrededor del centroide de la unidad precolada, con esfuerzos sobre los ya presentes, se genera la distribución de la fig2.21c Bajo este estado los esfuerzos en las partes superior e inferior e inferior de la viga precolada de concreto son, respectivamente:

$$f_1 = -\frac{Pe}{A_{cp}} * \left(1 - \frac{e_p * C_{1p}}{r^2 p}\right) - \frac{M_o + M_{dp}}{S_{1p}} \quad 2.84$$

$$f_2 = -\frac{Pe}{A_{cp}} * \left(1 + \frac{e_p * C_{2p}}{r^2 p}\right) + \frac{M_o + M_{dp}}{S_{2p}} \quad 2.85$$

Donde.

M_{dp} : Es el momento debido a las cargas muertas, sin contar el peso propio del miembro, que produce flexión en la sección no compuesta.

Después de que el concreto recientemente colocado de la losa se ha endurecido y adquirido su resistencia, el centroide efectivo se desplaza hacia arriba hasta ocupar la posición correspondiente a la sección compuesta y todas las cargas aplicadas

subsecuentemente producen flexión alrededor del centroide compuesto. Éstas influyen a las cargas muertas aplicadas después de que la losa se ha endurecido, tales como la superficie del pavimento, las tuberías y para aceras. Casi siempre la carga viva actúa sobre la sección compuesta únicamente.

Los esfuerzos incrementables debidos a las cargas compuestas mostrados en la fig. 7.21e se superponen a los esfuerzos previos actuantes en la sección precolada para producir la distribución de esfuerzos (5) mostrada en la fig. 7.21f. Nótese que, como no existen esfuerzos previos en la losa (despreciando los efectos de la contracción), la distribución (5) muestra una discontinuidad de esfuerzos al nivel de la superficie de contacto entre los componentes precolado y colado in situ. Los esfuerzos en el concreto precolado para el estado (5) vienen dados por las ecuaciones:

$$f_1 = -\frac{Pe}{Acp} * \left(1 - \frac{e_p * C_{1p}}{r^2 p}\right) - \frac{Mo + M_{dp}}{S_{1p}} - \frac{M_{dc} + Mi}{S_{1c}} \quad 2.86$$

$$f_2 = -\frac{Pe}{Acp} * \left(1 + \frac{e_p * C_{2p}}{r^2 p}\right) + \frac{Mo + M_{dp}}{S_{2p}} - \frac{M_{dc} + Mi}{S_{2c}} \quad 2.87$$

En tanto que aquellos correspondientes a las partes superior e inferior de la losa son, respectivamente,

$$f_3 = -\frac{M_{dc} + Mi}{S_{3c}} \quad 2.88$$

$$f_4 = -\frac{M_{dc} + Mi}{S_{4c}} \quad 2.89$$

En estas ecuaciones, M_{dc} es el momento producido por las cargas muertas aplicadas después de que se ha logrado la acción compuesta, y M_t es el momento debido a las cargas vivas sobrepuestas. Ya se señaló con anterioridad que el concreto precolado tiene ordinariamente mayor calidad que el concreto colado in situ, el cual debe colocarse y curarse según las condiciones del campo. Los esfuerzos elásticos en la viga compuesta se verán afectados por la diferencia de rigidez en los concretos.

2.2.7.4 Núcleo Límite y Zona Límite de Cables

El núcleo límite, está definido como el área de la sección dentro de la cual una fuerza de compresión axial de magnitud dada, pueda ser aplicada sin producir esfuerzos que superen los valores admisibles de los especificados por norma.³⁰

A diferencia del núcleo central, el núcleo límite depende además de la geometría de la sección, de la fuerza de pretensado y de la acción del momento flector en cualquier punto considerado de la viga.

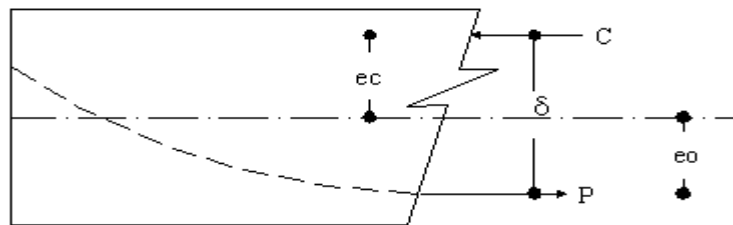


Fig: 2.21

Ahora bien, cuando solamente actúa la fuerza de pretensado, el centro de gravedad de compresión del hormigón coincide con el centro de tracción del acero, pero a medida que el peso propio actúa el centro de compresión se desplaza hacia arriba una distancia $\delta = M_{\min}/P_i$; de la misma forma cuando se aplica la carga total transversalmente sobre la viga, el centro de compresión continua desplazándose hacia arriba una distancia $\delta = M_{\max}/P$ a partir de su emplazamiento original³¹.

Por lo tanto la excentricidad e_c dentro del núcleo límite, es variable a lo largo de la viga y puede escribirse de manera general como:

$$e_c = e_o - \frac{M}{P} \quad 2.90$$

Su valor puede obtenerse a partir de las condiciones de esfuerzo. Así tenemos, la posición límite inferior K'_b de la resultante de compresión por debajo del eje neutro, de manera tal que se produzca la tensión admisible de tracción δ_{ti} en la fibra superior

³⁰ Proyecto de Grado Ing. Richard Alvarez

³¹ LIN. T. Diseño de Estruct de Concreto Presforzado, 1985 Pág. 189

de la sección, puede obtenerse a partir de la sección, puede obtenerse a partir de la inecuación conocida:

$$\frac{Pi}{Ac} * \left(1 - \frac{eo}{Kb}\right) + \frac{M_{\min}}{Wt} \geq \sigma_{ti} \quad 2.91$$

$$\frac{Pi}{Ac} * \left(\frac{eo}{Kb} - 1\right) - \frac{M_{\min}}{Wt} \leq \sigma_{ti} \quad 2.92$$

Teniendo en cuenta además las siguientes relaciones:

$$\sigma_{gi} = \frac{Pi}{Ac} \quad 2.93$$

$$\sigma_g = \frac{P}{Ac} = \frac{n * Pi}{Ac} \quad 2.94$$

$$\text{Reemplazando: } -1 * \left(eo - \frac{M_{\min}}{Pi}\right) \geq Kb * \left(1 + \frac{\sigma_{ti}}{\sigma_{gi}}\right) \quad 2.95$$

De manera similar, se obtienen los valores restantes del núcleo límite para las cuatro principales condiciones de esfuerzo

$$-1 * \left(eo - \frac{M_{\min}}{Pi}\right) \geq Kb * \left(1 + \frac{\sigma_{ti}}{\sigma_{gi}}\right) \quad 2.96$$

$$-1 * \left(eo - \frac{M_{\min}}{Pi}\right) \geq Kb * \left(1 + \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{gi}}\right) \quad 2.97$$

$$-1 * \left(eo - \frac{M_{\max}}{nPi}\right) \leq Kb * \left(1 + \frac{\sigma_{cs}}{\sigma_g}\right) \quad 2.98$$

$$-1 * \left(eo - \frac{M_{\max}}{nPi}\right) \leq Kt * \left(1 + \frac{\sigma_{ts}}{\sigma_g}\right) \quad 2.99$$

La variación de la excentricidad e_c , depende del valor de la fuerza de pretensado y la acción del momento flector aplicado; dos de estas condiciones ubicarán a la excentricidad por encima del eje centroidal de la viga y las otras dos por debajo del

mismo, sin embargo para definir debidamente los límites, habrá de considerarse como máxima excentricidad del núcleo, los valores que se encuentren más próximos al eje centroidal, es decir:

$$\begin{aligned}
 K'_t: & \text{ El menor valor algebraico de.} & \left\{ \begin{array}{l} K_b (1 + \delta_{cs} / \delta_g \delta_{gi}) \\ K_b (1 + \delta_{cs} / \delta_g \delta_{gi}) \end{array} \right. \\
 K'_b: & \text{ El mayor valor algebraico de.} & \left\{ \begin{array}{l} K_b (1 + \delta_{cs} / \delta_g \delta_{gi}) \\ K_b (1 + \delta_{cs} / \delta_g \delta_{gi}) \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

Donde:

K'_t = Excentricidad máxima superior del núcleo límite.

K'_b = Excentricidad máxima inferior del núcleo límite.

De esta manera queda definido el núcleo límite de la sección para la excentricidad e_c de la resultante de compresiones, debiendo satisfacer la condición:

$$K'_t \leq e_c \leq K'_b \quad 2.100$$

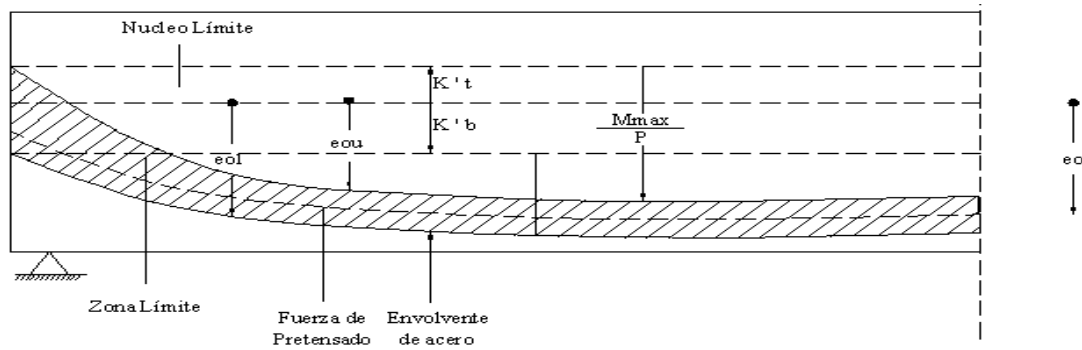


Figura 2.22 Determinación de la Zona de Cables

La posición del núcleo límite de la sección, y la posición admisible de la excentricidad e_c en sus límites superior e inferior, e_{cu} y e_{cl} , respectivamente, son:

$$e_{cu} = e_o - M_{max} / nP_i \geq K'_t \quad 2.101$$

$$e_{cl} = e_o - M_{min} / P_i \leq K'b \quad 2.102$$

luego, estas mismas condiciones respecto del eje centroidal de la viga, quedan definidas de la siguiente manera:

$$e_{ou} = K't + M_{max} / nP_i \quad 2.103$$

$$e_{oi} = K'b + M_{min} / P_i \quad 2.104$$

de donde se puede afirmar que: $e_{ou} \leq e_o \leq e_{oi}$

Así como puede observarse que e_{ou} y e_{oi} definen la zona límite de cables de la viga.

2.2.8 PÉRDIDA DE LA FUERZA DE PRETENSADO.

La fuerza de pretensado inicial P aplicado a una sección transversal de hormigón no es constante porque disminuye con el tiempo hasta alcanzar un valor final o permanente (ηP), donde η es el coeficiente de pérdida. Se suponen conocidos ηP y P . En efecto, se calcula ηP con la condición de tensión ≤ 0 en una fibra extrema para $T = \infty$ y luego se fija η ; valor que debe ser verificado después de un análisis de las pérdidas o de la adaptación de un valor total de las pérdidas³².

En general es importante el análisis de las pérdidas si estas se subestiman se producirán tracciones no previstas. Por el contrario, si dichas pérdidas se súper estiman, se originarán deformaciones y tensiones no anticipadas³³

Las pérdidas se distinguen en:

- ✓ Pérdidas por Retracción.
- ✓ Pérdida por Fluencia del Hormigón.
- ✓ Pérdida por Fricción.
- ✓ Pérdidas por Relajación del Acero.
- ✓ Pérdida por Deslizamiento de Anclajes (DA).

³² Hormigón Pretensado Alfonso Subiera Otalora 2000 Pág. 71

³³ Hormigón Pretensado Alfonso Subiera Otalora 2000 Pág. 71

2.2.8.1 Pérdidas por Retracción:

La retracción es un fenómeno químico que se produce durante el fraguado del Hormigón y que origina cambios de volumen del elemento que se construye. El acortamiento originado no depende de las tensiones, sino de los factores ya conocidos y que ahora se recuerdan³⁴

Para Miembros Pretensados: (MPa)

$$SH = 117.36 - 1.0355 * RH \quad 2.105$$

Para Miembros Postesados: (MPa)

$$SH = 93.89 - 0.8284 * RH \quad 2.106$$

Donde:

SH = Pérdida por contracción de fraguado del Hormigón, medida en MPa

RH = Humedad relativa ambiente promedio anual en porcentaje (0 a 100)

Tabla de valores de humedad relativa del medio ambiente³⁵

Ambiente	Humedad Relativa Aproximada
En el agua	100 por 100
En atmósfera muy húmeda	90 por 100
En ambiente medio	70 por 100
En atmósfera seca	40 por 100

³⁴ Hormigón Pretensado Alfonso Subiera Otalora 2000 Pág. 73

³⁵ Hormigón Armado Jiménez Montoya 1991 Pág. 96

Tabla 2.9

2.2.8.2 Pérdida por Fluencia del Hormigón.

La fluencia o escurrimiento plástico es la propiedad de muchos materiales mediante la cual ello continúa deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante asintóticamente³⁶

Se ha encontrado que la deformación por escurrimiento plástico en el concreto depende no solamente del tiempo, sino también depende de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado³⁷, sin embargo la pérdida de esfuerzo en el acero asociada con la fluencia del hormigón, puede determinarse mediante la excepción:

$$CR_c = 12 f_{cgs} - 7 f_{cds} \quad 38 \quad 2.107$$

Donde:

CRs = Pérdida por fluencia del hormigón en MPa

f_{cgs} = Tensión promedio del hormigón a nivel del centro de gravedad del acero en el momento en que éste es soltado

f_{cds} = Tensión de compresión del hormigón a nivel del centro de gravedad de los cables con carga muerta, sin considerar el peso de la viga y en la etapa inicial.

$$f_{cgs} = \frac{Pi}{Ac} + \frac{Pi * e_o^2}{I} - \frac{M_{min} * e_o}{I} \quad 2.108$$

$$f_{cds} = \frac{Ms(Y_b - d_c)}{I_{pc}} + \frac{Md * (Y_{bc} - d_c)}{I_{cc}} \quad 2.109$$

³⁶ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado Nilson A. Pág. 72

³⁷ Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado Nilson A. Pág. 72

³⁸ Belmontes Hugo Puentes 1990 Pág. 133

donde:

M_s y M_d , son el momento debido a la losa y a la carga muerta; y los momentos de inercia I_{pc} y I_{cc} correspondientes a la sección sola y compuesta respectivamente.

2.2.8.3 Pérdida por Fricción.

En los miembros postensados, por lo general, los torones se anclan en un extremo y posteriormente se retiran mediante los gatos desde el otro. A medida en que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, con el resultado de que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato. La pérdida total por fricción debida a la curvatura intencional del tendón. Estos efectos se consideran separadamente primero, y luego en forma combinada. Las pérdidas debidas a la fricción por deformaciones no intencionales del ducto se encontrarán presentes aún para los casos de tendones rectos, debido a que en los casos reales el ducto no puede ser perfectamente recto. La cantidad de pérdidas depende del tipo de tendón y el ducto a emplearse, así como del cuidado que se tome durante la construcción³⁹.

La deformación de estas pérdidas se basa principalmente en los valores de μ y k que representan el coeficiente de fricción por curvatura y el coeficiente de fricción por deformación no intencional del ducto respectivamente, estos valores que han sido obtenidos experimentalmente por grandes laboratorios especializados, se muestra en la tabla para distintos tipos de acero.

La estimación de las pérdidas, pueden ser calculadas mediante la siguiente expresión:

$$FR = f_{ps} - f_{ps}(x) \quad 2.110$$

Que es lo mismo

$$FR = f_{ps} * (1 - e^{-(u\omega + kx)}) \quad 40 \quad 2.111$$

ya que

³⁹ Nilson A. Diseño de Estructuras de concreto Presforzado 1968 Pág. 270

⁴⁰ Nilson A. Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado Pág. 273

$$f_{ps(x)} = f_{pj} * (1 - e^{-(\mu\alpha + kx)}) \quad 2.112$$

Donde:

FR = Pérdida por fricción

f_{pi} = Tensión del cable en el gato

$f_{ps(x)}$ = Tensión del cable en la longitud x

e = Función exponencial

μ = Coeficiente de fricción por curvatura

α = Ángulo central de desviación por la curvatura del cable

k = Coeficiente de fricción por deformación no intencional del ducto

x = Longitud del cable en la sección considerada

Si la curva es relativamente suave, como generalmente es el caso, será suficiente un cálculo aproximado. En la figura, si el ángulo central es α , la pendiente en cada extremo es $\alpha/2$. Entonces:

$$\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \frac{m}{x/2} = \frac{2 * m}{x} \quad 2.113$$

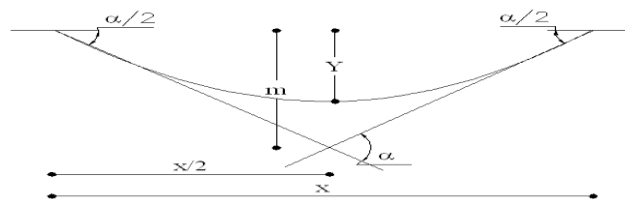


Fig: 2.23

La distancia m es aproximadamente igual a 2 veces la flecha “Y”. También para ángulos pequeños, la tangente de un ángulo es aproximadamente igual al ángulo mismo, medido en radianes. En consecuencia

$$\frac{\alpha}{2} = \frac{4Y}{x} \quad 2.114$$

$$\alpha = \frac{8Y}{X} \text{radianes} \quad 41 \quad 2.115$$

Coeficiente de fricción para Torones ⁴²

	Coef. de Des- viación Km/m	Coef. de Curva- tura μ
TENSORES EN FORRO METÁLICO		
De alambre	0.0033-0.0066	0.15 – 0.25
Barras de alta resistencia	0.0033 – 0.0020	0.08 – 0.30
Cable de 7 alambres	0.0016 – 0.0066	0.15 – 0.25
TENSORES NO ADHERIDOS CON RECUBRIMIENTO BITUMINOSO		
De alambres	0.0033 – 0.0066	0.05 – 0.15
Cable de 7 alambres	0.0033 – 0.0066	0.05 – 0.15
TENSORES NO ADHERIDOS PRE- ENGRASADOS		
De alambre	0.0010 – 0.0066	0.05 – 0.15
Cables de 7 alambres	0.0010 – 0.0066	0.05 – 0.15

Tabla 2.10

2.2.8.4 Pérdidas por Relajación del Acero.

Son las caídas de tensión en el acero producido a deformación constante.

La pérdida debido a la relajación del acero se estimará mediante las fórmulas⁴³

En Miembros Pretensados:

Para aceros comprendidos entre 250 y 270 ksi (1700 y 1900 Kg/cm²)

⁴¹ Nilson A. Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado 1968 Pág. 274

⁴² Alvarez Richard Proyecto de Grado Pág. 119

⁴³ Alvarez Richard Proyecto de Grado Pág. 116

$$CRs = 1379 - 0.4 ES - 0.2 (SH + CRS) \quad [Kg/cm^2] \quad 2.116$$

En Miembros Postesados:

Para aceros comprendidos entre 250 y 270 ksi (17000 y 19000 Kg/cm²)

$$CRs = 1379 - 0.3 FR - 0.4 ES - 0.2 (SH + CRS) \quad 2.117$$

Para aceros comprendidos entre 240 y 250 ksi (1600 y 1700 Kg/cm²)

$$CRs = 1241 - 0.3 FR - 0.4 ES - 0.2 (SH + CRc) \quad 2.118$$

Para aceros menores a 240 ksi (1600 Kg/cm²)

$$CRs = 206.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

CRs = Pérdida de esfuerzo debido a la relajación del acero

ES, SH, CRc = Pérdida de esfuerzo debido a la retracción, acortamiento elástico y fluencia del hormigón expresadas en Kg/cm², respectivamente.

2.2.8.5 Pérdida por Deslizamiento de Anclajes (DA).

En pos-tensado, después del anclaje, se produce en muchos casos hundimiento o pérdidas de alargamiento y la correspondiente disminución de tensión; posteriormente las cuñas o anclajes definitivamente por la tensión del cable.

Estos hundimientos δ en los anclajes son del orden de 6 a 8 mm para torones; y en los sistemas Freyssinet para cables 12/5 y 12/7 son de 4 y 6 mm respectivamente⁴⁴.

La distancia X hasta donde llega el efecto del hundimiento es variable, y las pérdidas de tensión Δf_{ps} se calculan tres diferentes casos, así tenemos:

$$X = \sqrt{\frac{Eps \delta I}{z}} \quad 2.119$$

$$z = f_{pj} - f_{ps}(I) \quad 2.120$$

$$f_{ps} = f_{pj} e^{-(kl + \mu \alpha)} \quad 2.121$$

⁴⁴ Subiera A. Curso de Op. Cit pag 62

donde:

D_a = Pérdida de tensión debido al deslizamiento de anclajes

E_{ps} = Módulo elástico del acero pretensado

δ = Hundimiento de anclaje que normalmente esta dado entre 4 y 6 mm para cables y entre 6 y 8 mm. para torones.

X = Distancia hasta donde llega el efecto del hundimiento

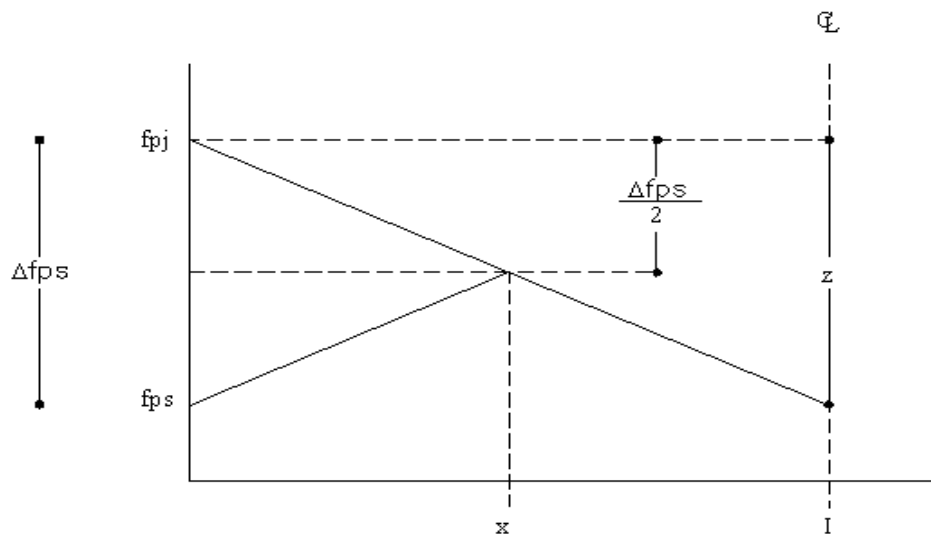
I = Distancia de un extremo al eje de simetría de la viga ($I=L/2$)

Z = Pérdida por fricción en la longitud I .

f_{pj} = Tensión del acero pretensado en el gato o en el anclaje ($0.7 f_{pu}$)

f_{ps} = Tensión en el acero a una distancia I del extremo

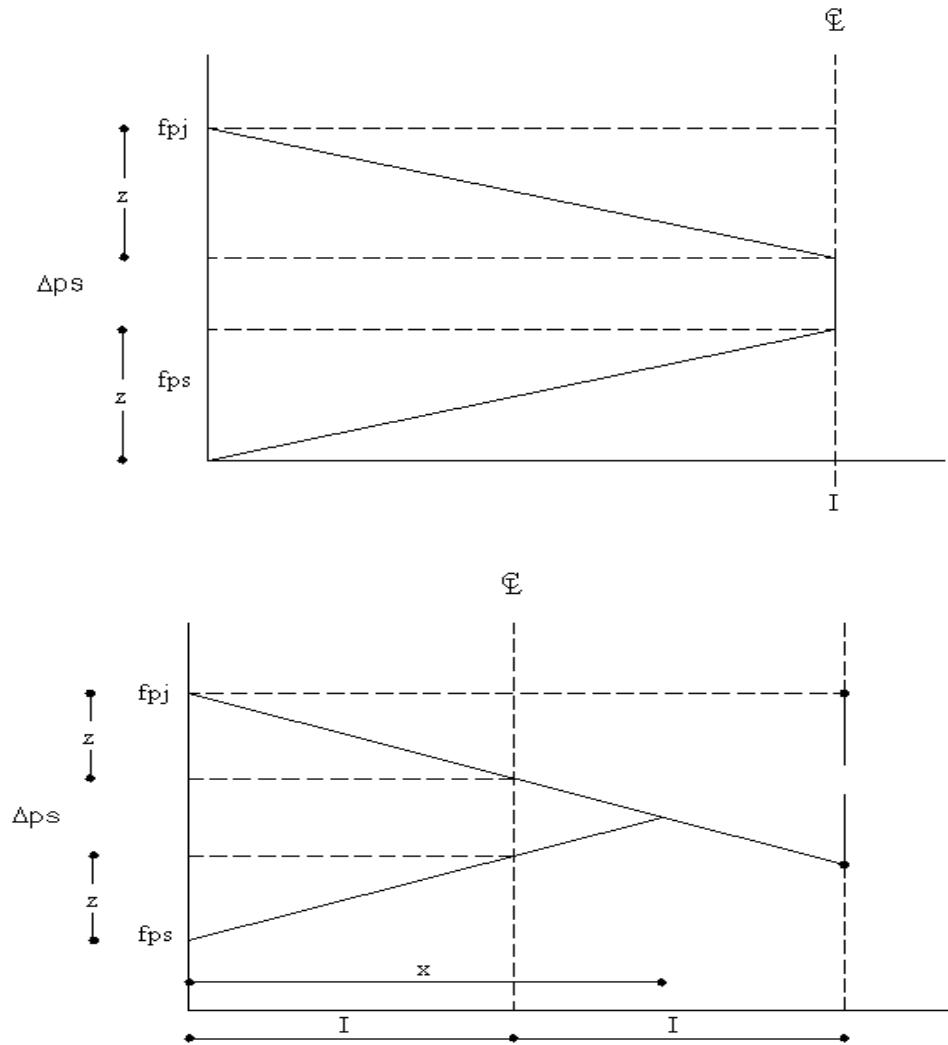
1. Primer Caso: $X < I$



Para tesado de uno o ambos lados:

$$DA = 2E_{ps} \frac{\delta}{X} \quad 2.122$$

2. Segundo Caso: $X > I$



(figura 2.24)

Para tesado de un solo lado:

$$DA = 2E_{ps} \frac{\delta}{X} - 2Z \quad 2.123$$

Para tesado de ambos lados:

$$DA = E_{ps} \frac{\delta}{X} - Z \quad 2.124$$

3. Tercer Caso: $X \geq 2I$

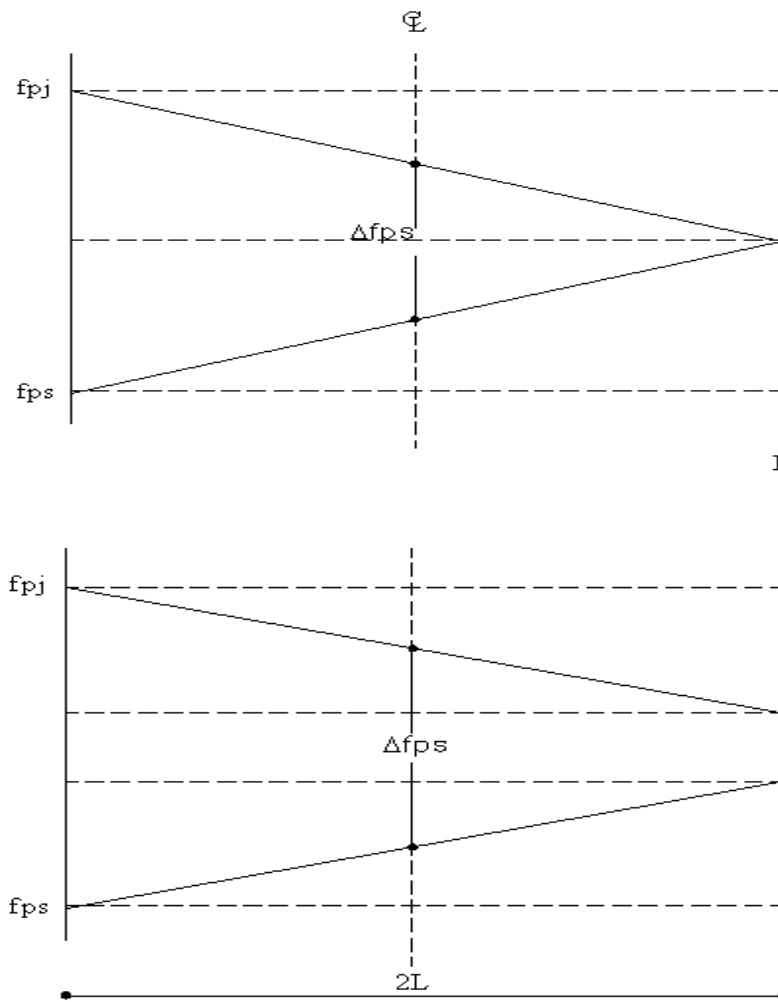


Fig: 2.25

Para tesado de un solo lado:

$$DA = E_{ps} \frac{\delta}{2I} \quad 2.125$$

Para tesado de ambos lados:

$$DA = E_{ps} \frac{\delta}{I} - Z \quad 2.126$$

2.2.8.6 Pérdida total en elementos pre-tensados

En miembros pre-tensados, la pérdida total de presfuerzo viene dada por el efecto combinado de los siguientes factores:

$$\Delta f_T = SH + ES + CRc + CRs \quad 2.127$$

donde:

Δf_T = Pérdida total de presfuerzo

SH = Pérdida debido al retracción del hormigón

ES = Pérdida debido al acortamiento elástico del hormigón

CRc = Pérdida debido a la fluencia del hormigón

CRs = Pérdida debido a la relajación del acero.

La relación de la tensión de pretensado efectivo f_{pe} versus la tensión de pretensado inicial f_{pi} en elementos pre-tensados, que definida por:

$$f_{pc} = 0.70 * f_{pu} - \Delta f_T \quad 2.128$$

$$f_{pi} = 0.70 * f_{pu} - ES - CRs \quad 2.129$$

$$n = f_{pc} / f_{pi} \quad 2.130$$

2.2.8.7 Pérdida total en elementos pos-tensados

En miembros pos-tensados, la pérdida total de presfuerzo viene dada por el efecto combinado de los siguientes factores:

$$\Delta f_T = SH + ES + CRc + CRs + FR + DA \quad 2.131$$

donde:

Δf_T = Pérdida total de presfuerzo

SH = Pérdida debido al retracción del hormigón

ES = Pérdida debido al acortamiento elástico del hormigón

CRc = Pérdida debido a la fluencia del acero

CRs = Pérdida debido a la relajación del acero

FR = Pérdida debido a la fricción de los cables

DA = Pérdida debido al deslizamiento de anclajes

Luego, la relación de la tensión de pretensado efectivo f_{pe} versus la tensión de pretensado inicial f_{pi} en elementos pos-tensados, resulta:

$$f_{pe} = 0.70 * f_{pu} - \Delta f_T \quad 2.132$$

$$f_{pi} = 0.70 * f_{pu} - FR - DA - ES \quad 2.133$$

$$n = f_{pe} / f_{pi} \quad 2.134$$

2.2.9 Diseño por cortante del ACI.

El diseño debe basarse en el miembro cargado con estado de sobrecarga hipotético, con las cargas muertas calculadas y las vivas de servicio multiplicadas por los usuales factores de sobrecarga, excepto cuando se especifique otra cosa.

El diseño de las secciones transversales sometidas a cortante debe de basarse en la relación:

$$V_u \leq \phi V_n \quad 2.135$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante aplicada bajo cargas factorizadas

V_n = Resistencia nominal al cortante de la sección

ϕ = Factor de reducción de la resistencia, tomando igual a 0.85 para cortante.

La resistencia nominal al cortante V_n , se calcula de la ecuación

$$V_n = V_c + V_s \quad 2.136$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante de la sección proporcionada por el refuerzo para cortante.

El código ACI a través de extensos ensayos, han visto que la tensión cortante que causa la fisuración por esfuerzo cortante de flexión, puede hallarse a partir de fórmulas empíricas para V_c ; y V_{cw} , donde V_c toma el valor igual o menor de dichas ecuaciones, si embargo el mismo código incluye como alternativa de diseño el método simplificado para el cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante V_c del hormigón a través de la ecuación.

$$V_c = \left(0.05 * \sqrt{f'c} + 4.8 * \frac{V_{ud}}{M_u} \right) * b_w * d \quad ^{45} \text{ [N,m]} \quad 2.137$$

$$V_c = \left(0.158 * \sqrt{f'c} + 4.8 V_u * \frac{d}{M_u} \right) * b_w * d \quad \text{[Kg, cm]} \quad 2.138$$

donde:

$$0.53 * \sqrt{f'c} \leq V_c \leq 1.325 \sqrt{f'c} \quad ^{46} \quad \text{[Kg, cm]} \quad 2.139$$

$$V_u = \frac{dp}{M_u} \leq 1 \quad ^{47} \quad 2.140$$

$$f_{pe} \geq 0.4 f_{pu} \quad 2.141$$

M_u = Momento flector debido al piso propio + sobrecarga + carga viva.

V_u = Fuerza de corte debido al peso propio + sobrecarga + carga viva, en la sección considerada.

dp = Profundidad del centroide de la fuerza de pretensado en la sección considerada (No aplicar $dp = 0.8 h$)

⁴⁵ Nilson A. Diseño de Estructuras de concreto Presforzado Pág. 595

⁴⁶ Nilson A. Diseño de Estructuras de concreto Presforzado Pág. 595

$$V_s = \frac{A_u * f_y * d}{S}$$

$$V_s < 0.67 \sqrt{f'c} \quad \text{MPa} \quad 2.142$$

El área requerida para la sección transversal de un estribo A_u , puede calcularse mediante una adecuada trasposición de términos, en donde:

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) S}{\phi f_y d} \quad 2.143$$

Normalmente, en casos prácticos de diseño, el ingeniero escogerá un tamaño tentativo de estribo, para el cual se halla el espaciamiento requerido. Así pues, una forma más conveniente de la ecuación 2.137 es:

$$S = \frac{\phi A_u * f_y d}{V_u - \phi V_c} \quad 2.144$$

Si el espaciamiento hallado para el tamaño tentativo de estribo resulta muy estrecho para una colocación económica o práctica, o si resulta tan grande que los requisitos para espaciamiento máximo rigen el diseño para una parte muy grande del claro de la base, entonces se selecciona un nuevo tamaño de varilla y se repiten los cálculos.

El código ACI contiene también ciertas restricciones para el espaciamiento máximo del refuerzo del alma, para asegurarse que cualquier grieta diagonal potencial será atravesada por lo menos por una mínima cantidad del acero del alma.

Para miembros presforzados, este espaciamiento máximo no debe exceder el menor de los siguientes valores:

$$S \leq 0.75 h$$

$$S \leq 24 \text{ pulg}$$

Si el valor de V_s sobrepasa $4 * \sqrt{f'c * b_w * d} \left[\frac{Lb}{pu \lg^2} \right]$ estos límites se reducen a la mitad.

El área mínima que debe de proporcionarse como esfuerzo para el cortante para todos los demás casos debe ser igual al menor de los siguientes valores.

$$A_v = \frac{50 * b_w * S}{f_y} \quad 2.145$$

$$A_v = \frac{A_p}{80} * \frac{f_{su} * S}{f_y * d} * \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad 2.146$$

donde:

- A_p = Área de la sección transversal del acero de presfuerzo
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero del estribo
- f_{su} = Resistencia última de tensión del acero de presfuerzo

La ecuación (2.138) por lo general requerirá un mayor refuerzo mínimo de acero en el alma que la ecuación 2.139, de forma que la última ecuación es la que rige generalmente el diseño. Sin embargo, solamente puede ser aplicada si la fuerza pretensora efectiva no es menor que el 40 % de la resistencia a la tensión de refuerzo tensado.

2.2.10 Verificación a la Flexión en el Estado Último o de Rotura.

Si se toman las medidas adecuadas para la transformación de las fuerzas cortantes horizontales, a través de la cara de contacto entre los componentes de un miembro compuesto, entonces puede considerarse efectiva toda la sección transversal en el cálculo de la resistencia última a flexión.

Para grandes deformaciones de compresión, la diferencia entre módulos de elasticidad del concreto colocado in situ y el precolado, la cual condujo al empleo del ancho del patín a compresión transformado en los cálculo elásticos, no tiene significación y, consecuentemente, los cálculos deberán basarse en la totalidad del ancho efectivo del patín; más aún, la discontinuidad relativamente pequeña en las deformaciones en la cara de contacto entre el concreto precolado no compuesta, puede ignorarse sin consecuencias serias de este estado.

2.2.11 Curvas de Esfuerzo Deformación.

Las curvas representativas de esfuerzo deformación para el acero de presfuerzo y el concreto se muestran, para propósitos de referencia, en la figura 2.26. Para el acero, en la figura 2.26a, una notación conveniente y fácil de recordar es la siguiente.

f_{ps}, ϵ_{pe} = Esfuerzo y deformación en el acero debidos a la fuerza pretensora efectiva P_e , después de todas las pérdidas⁴⁸

f_{py}, ϵ_{py} = Esfuerzo y deformación de fluencia para el acero, tal como se les define en la sección 2.5

f_{pu}, ϵ_{pu} = Resistencia y deformación últimas del acero

f_{ps}, ϵ_{ps} = Esfuerzo y deformación del acero cuando la viga falla.

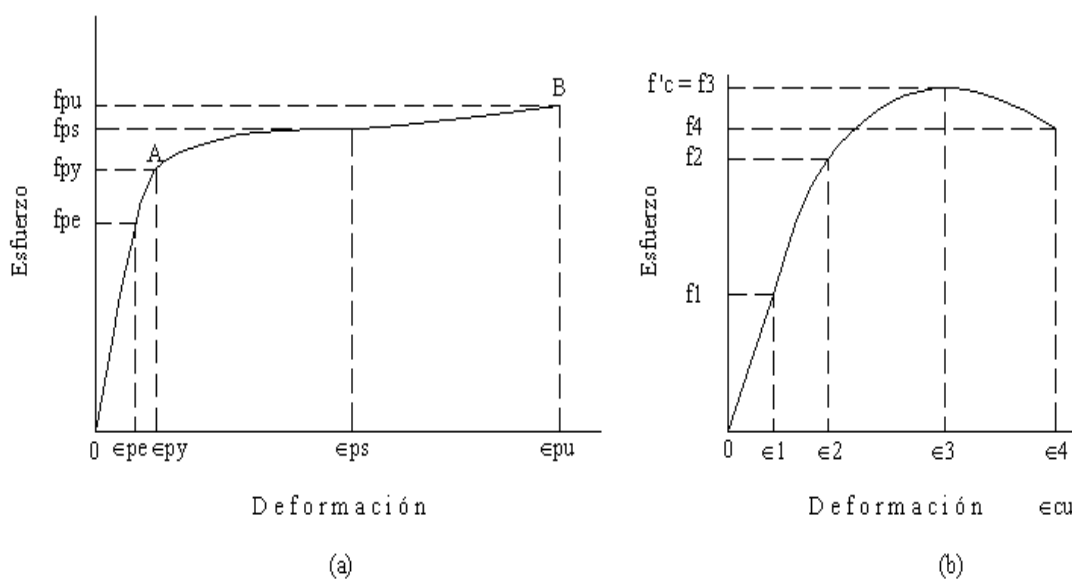


Figura 2.26 Curvas representativas de esfuerzo deformación.

(a) Acero de presfuerzo. (b) Concreto

En el caso del concreto, la resistencia última a la compresión, se denomina f_c , como siempre, y la deformación en la falla es ϵ_{cu} se encuentra entre 0.003 y 0.004. De acuerdo con el código del ACI, aquí se empleará una deformación límite para el concreto de 0.003.

⁴⁸ Este esfuerzo se designa como f_{se} en código ACI.

Consecuentemente, la distribución de esfuerzos para el estado (1) (figuras 2.27a o 2.27b), es aproximadamente lineal, en tanto que para el estado (2) presenta una pequeña curvatura de la parte superior de la viga. En el estado (3) se reproduce la curva esfuerzo deformación hasta llegar el esfuerzo máximo f'_c , pero no se llega a la falla hasta el estado (4) en que la máxima deformación es igual a ϵ_{cu} , y se reproduce totalmente la curva esfuerzo deformación.

Así, resulta evidente que distinción entre una viga presforzada subreforzada y otra sobreforzada, depende no solamente del porcentaje de acero y de las propiedades de los materiales, como en las vigas de concreto reforzado, sino también de la intensidad del presfuerzo en el acero.

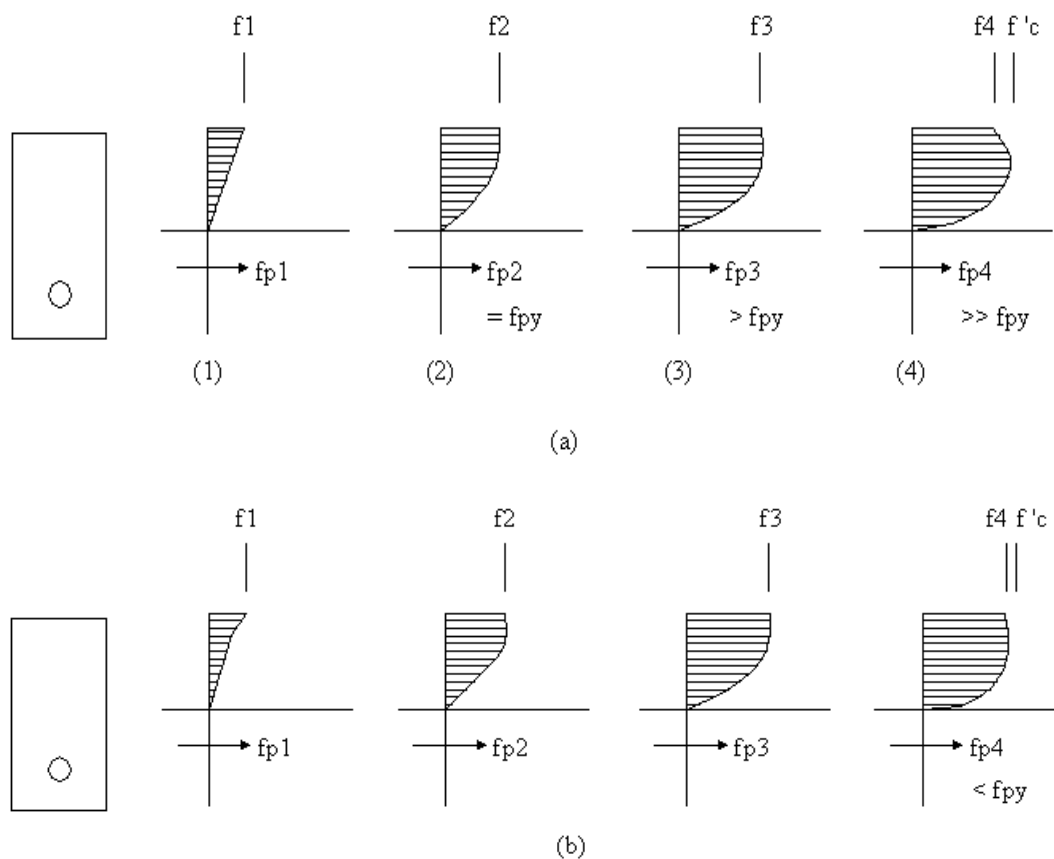


Figura 2.27 Distribución sucesivas de esfuerzos de flexión a medida que se incrementa la carga desde la de agrietamiento hasta la última.

(a) Viga presforzada subreforzada. (b) Viga presforzada sobreforzada

2.2.12 DISTRIBUCIÓN SUCESIVA DE ESFUERZOS EN EL CONCRETO A MEDIDA QUE LA VIGA ES SOBRECARGADA.

Con base en que es aplicable la suposición usual de que las secciones transversales planas de una viga permanecen planas a medida que al aplicar el momento de flexión, las deformaciones en el concreto para cualquier nivel de carga varían linealmente desde cero en el eje neutro hasta un máximo en la cara superior.⁴⁹

En la figura puede observarse el comportamiento del hormigón bajo la acción gradual de las cargas hasta alcanzar la deformación máxima de rotura.

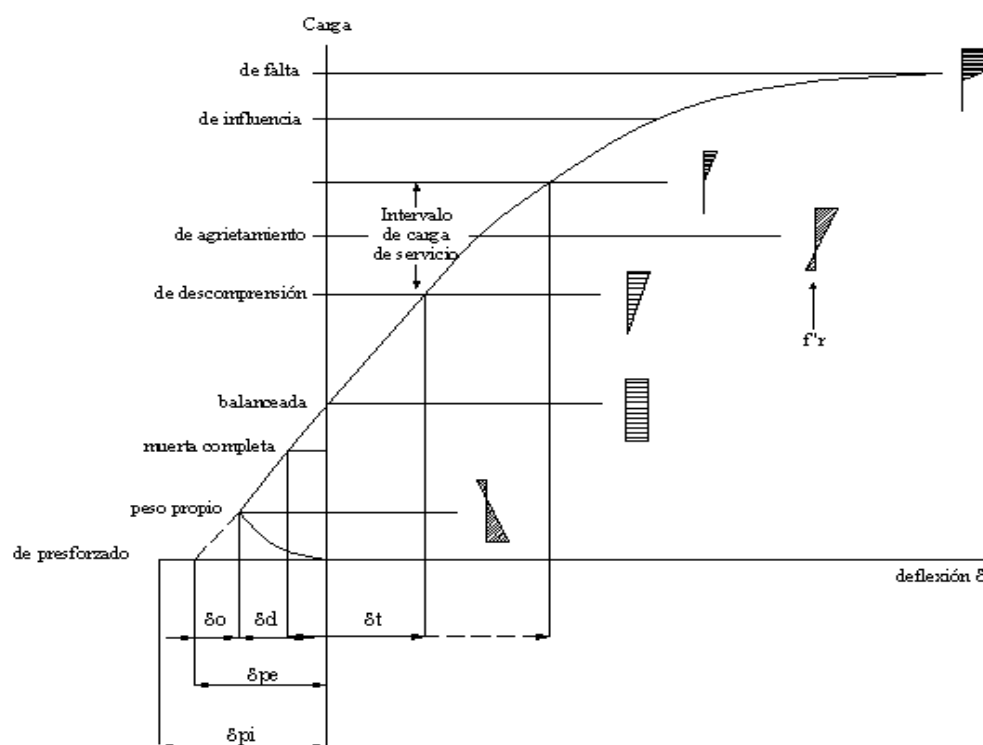


Figura 2.28 Curva carga deflexión para una viga típica

donde:

δ_{pe} = Combadura debida al presfuerzo efectivo

δ_{do} = Deflexión debida al peso propio

⁴⁹ Nilson A. Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado 1968 Pág. 299

δ_d = Deflexión debida a la carga muerta sobrepuesta

δ_t = Deflexión debida a la carga viva

Aquí se supondrá que por simplicidad, que todas las pérdidas ocurren al mismo tiempo, de tal forma que la deflexión neta al comienzo es $\delta_{pe} - \delta_o$ debida a la combinación de la fuerza pretensora efectiva P_e y el peso propio W_o .

Cuando se agrega la carga muerta sobrepuesta, la deflexión se incrementa en sentido positivo hacia abajo, en una cantidad S_d . En este estado, a menudo la deflexión neta es hacia arriba.

Con la adición de una parte de la carga viva, se puede alcanzar un estado de carga balanceada tal que la carga equivalente hacia arriba proviene de presfuerzo es exactamente igual a las cargas exteriores hacia abajo. El resultado es un esfuerzo de compresión uniforme en el miembro, tal como se muestra.

Con una posterior adición de carga viva se alcanza el estado de descompresión, en el cual el esfuerzo en el concreto en la cara inferior de la viga es cero.

El rango usual de las cargas de servicio cae entre el estado de descompresión y el estado parcial de agrietamiento, tal como se indica en la figura. El agrietamiento inicia la respuesta no lineal, aunque por lo general, tanto el concreto como el acero permanecen dentro del rango elástico hasta bastante más allá de la carga de agrietamiento.

Eventualmente, a medida que las cargas siguen incrementando, comenzará a fluir el acero o el concreto alcanzará su deformación de aplastamiento, a lo que se denominará el estado de sobrecarga cerca de la falla la respuesta de la viga es muy elástica, tal como se indica. La distribución del esfuerzo en el concreto en el miembro agrietado, cuando la falla es inminente, es aproximadamente tal como se muestra en el último croquis de esfuerzo.

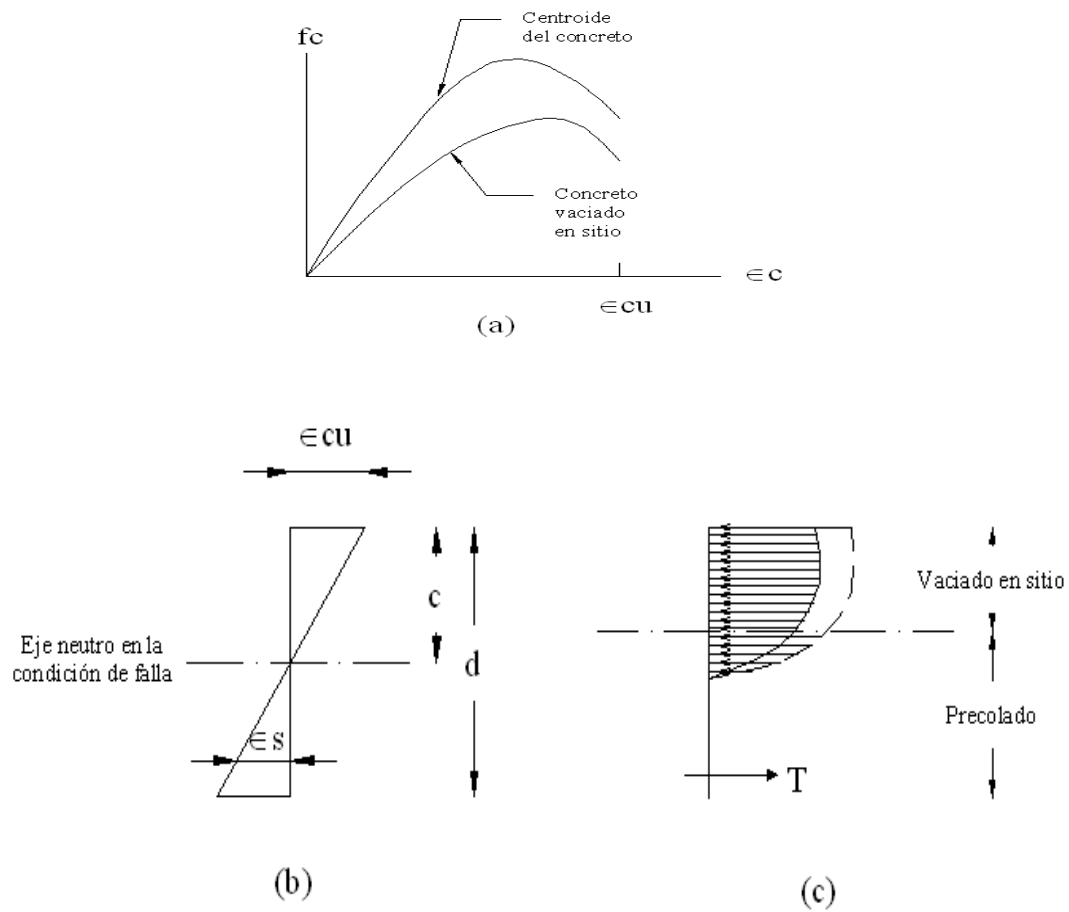


Figura 2.29 Distribución de deformaciones y esfuerzos para una sección compuesta

En una caja de falla. (a) Curvas esfuerzo deformación

(b) Deformaciones en la falla (c) Esfuerzos en la falla

Sin embargo, las diferencias entre los esfuerzos de compresión en el concreto para una deformación dada en los dos materiales producirá una discontinuidad en el esfuerzo en el concreto en la cara de contacto tal como se ilustra en la figura 2.29.

La figura 2.29a muestra las curvas de esfuerzo deformación típicas de los conceptos colado in situ y precolado. La distribución de las deformaciones en el concreto al inicio de la falla se representa en la figura 2.29b. Las distribuciones de esfuerzo deformación, siendo la curva con esfuerzos mayores aplicables por debajo de la

superficie de contacto, y la curva de esfuerzo menores aplicables por encima de la misma.

Como es usual, para las vigas T los cálculos deberán basarse en un ancho efectivo del patín. Asimismo, se pueden emplear las recomendaciones del ACI dadas en la sección 2.29 para vigas monolíticas. Cuando se aplique el criterio a secciones tales como las mostradas en la figura 2.19b ó 2.19c, deberá usarse el espesor promedio de los patines colocado in situ y precolado.

La resistencia última a la flexión de determinará tomando base la expresión aproximada del ACI para los esfuerzo en el acero en la falla.

La relación del acero es:

$$\rho_p = \frac{A_p}{bd} \quad 2.147$$

donde:

A_p = Área nominal del cable

b = Ancho efectivo

d = Altura del canto útil

Se hallará el esfuerzo en el acero a la falla basándose en las relaciones aproximadas contenidas en el código ACI.

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - 0.5 \rho_p * \frac{f_{pu}}{f'_c} \right) \quad 2.148$$

donde:

f_{ps} = Esfuerzo de falla [Kg/cm²]

f_{pu} = Resistencia del acero pretensado [Kg/cm²]

f'_c = Resistencia de compresión del concreto de la losa [Kg/cm²]

$$f_{ps} \left\{ \begin{array}{l} f_{pu} = * \left(1 - 0.5 - \rho_p * \frac{f_{\rho u}}{f'_c} \right) \quad 2.149 \\ f_{pe} = +60 \text{klibra} / \text{pulg}^2 \quad 2.150 \end{array} \right.$$

adopto el valor ρ

El esfuerzo de falla no debe sobrepasar el esfuerzo de fluencia f_{py}

$$f_{ps} < f_{py}$$

El espesor del patín colocado in situ debe ser mayor que el correspondiente al criterio del código ACI.

$$1.4 * d_c * \rho_p * \frac{f_{ps}}{f'_c} \quad 2.151$$

Lo cual indica que el eje neutro caerá en el patín colocado in situ. En consecuencia:

$$a = \frac{A_p * f_{ps}}{0.85 * f'_c * b} \quad 2.152$$

La resistencia nominal es:

$$M_n = A_p * f_{ps} * \left(d_c - \frac{a}{2} \right) \quad 2.153$$

La resistencia de diseño es:

$$\phi M_n = 0.9 * M_n \quad 2.154$$

$$M_u = 1.4 * (M_o + M_{dp} + M_{dc}) + 1.7 * M_I \quad 2.155$$

$$M_u < \phi M_n$$

2.2.13. Ventajas del hormigón pretensado

El hormigón pretensado se puede considerar un nuevo material; su diferencia con el hormigón armado es que en éste la armadura es pasiva, es decir, entra en carga cuando las acciones exteriores actúan sobre la estructura; en el pretensado, en cambio, la armadura es activa, es decir se tesa previamente a la actuación de las

cargas que va a recibir la estructura (peso propio, carga muerta y cargas de tráfico), comprimiendo el hormigón, de forma que nunca tenga tracciones o que éstas tengan un valor reducido. La estructura se pone en tensión previamente a la actuación de las cargas que van a gravitar sobre ella, y de ahí su nombre de hormigón pretensado. En definitiva, es adelantarse a las acciones que van a actuar sobre la estructura con unas contra-acciones que es el momento en que se tesan las armaduras; se pueden tesar antes de hormigonar la pieza, es decir, pretesarlas, o se les puede dar carga después de hormigonada la pieza, es decir, postesarlas.

Con el hormigón pretensado se evita la fisuración que se produce en el hormigón armado y por ello, se pueden utilizar aceros de mayor resistencia, inadmisibles en el hormigón armado porque se produciría una fisuración excesiva.

El hormigón pretensado no ha hecho desaparecer el hormigón armado; cada uno tiene su campo de aplicación. Al iniciarse el hormigón pretensado se trató de sustituir toda la armadura pasiva por activa; por ello los primeros puentes se pretensaban longitudinal y transversalmente. Pero pronto cada material encontró su sitio; la armadura activa se debe emplear para resistir los esfuerzos principales y la pasiva los secundarios. Incluso puentes losa con luces de hasta 20 m se pueden hacer exclusivamente con armadura pasiva, aunque hay que tener en cuenta la fisuración, porque muchas veces, aun siendo admisible, es excesivamente visible.

2.3. HORMIGÓN ARMADO

2.3.1. ACERO PARA HORMIGÓN

Requisitos Generales.- Las barras de armadura, el alambre conformado, el alambre estirado en frío, las mallas soldadas de alambre liso y las mallas soldadas de alambre conformado deberán satisfacer los requisitos para materiales especificados en la norma *AASHTO*

Las armaduras deberán ser conformadas, excepto que para espirales, estribos cerrados y mallas de alambre se podrán utilizar barras lisas o alambre liso.

La tensión de fluencia nominal deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que para propósitos de diseño no se deberán utilizar tensiones de fluencia superiores a 520 MPa. La tensión de fluencia o grado de las barras o alambres se deberán indicar en la documentación técnica.

2.4.2. CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN

Hormigón Normal y Estructural de Baja Densidad

2.4.2.1 Resistencia a la Compresión

La documentación técnica deberá indicar la resistencia a la compresión especificada, f'_c , o la clase de hormigón para cada componente. Sólo se deberán utilizar hormigones con resistencias de diseño mayores que 70 MPa si algún artículo específico así lo permite o si se realizan ensayos físicos para establecer las relaciones entre la resistencia del hormigón y las demás propiedades. No se deberían utilizar hormigones con resistencias especificadas menores que 16 MPa en aplicaciones estructurales.

La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa.

Para los hormigones estructurales de baja densidad la documentación técnica deberá especificar la densidad secada en aire, la resistencia y cualquier otra propiedad requerida para la aplicación.

La resistencia del hormigón utilizado en obra se debería evaluar en base a probetas cilíndricas producidas, ensayadas y evaluadas de acuerdo con la norma *AASHTO*.

Es habitual que la resistencia especificada se logre 28 días después de la colocación del hormigón. Para el diseño se pueden asumir otras edades, y también se pueden especificar otras edades para componentes que recibirán cargas a una edad considerablemente diferente a los 28 días.

Se recomienda que cuando resulte apropiado se utilicen las clases de hormigón indicadas en la Tabla C1 y las correspondientes resistencias especificadas. Las clases de hormigón indicadas en la Tabla C1 fueron desarrolladas para uso general, y están incluidas en la norma *AASHTO*

Tabla C1.

Clase de Hormigón	Mínimo contenido de cemento	Máxima relación agua-cemento	Rango de contenido de aire	Agregado grueso según ASSHTO M 43 (ASTM D 448)	Resistencia a la compresión a 28 días
	kg/m ³	kg por kg	%	Tamaño aberturas cuadradas (mm)	MPa
A	362	0,49	-	25 a 4,75	28
A(AE)	362	0,45	6,0 ± 1,5	25 a 4,75	28
B	307	0,58	-	50 a 25	17
B(AE)	307	0,55	5,0 ± 1,5	25 a 4,75	17
C	390	0,49	-	12,5 a 4,75	28
C(AE)	390	0,45	7,0 ± 1,5	12,5 a 4,75	28
P P(HPC)	334	0,49	Según se especifica en otras secciones	25 a 4,75 ó 19 a 4,75	Según se especifica en otras secciones
S	390	0,58	-	25 a 4,75	-
Baja densidad	334	Según se especifica en la documentación técnica			

La intención es que estas clases de hormigón se utilicen de la siguiente manera:

- El hormigón de Clase A generalmente se utiliza para todos los elementos de las estructuras, excepto cuando otra clase de hormigón resulta más adecuada, y específicamente para hormigón expuesto al agua salada.
- El hormigón Clase B se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
- El hormigón Clase P se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa. En el caso del hormigón pretensado se debería considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a 20 mm.

PROYECTO "ESTUDIO DE UN PUENTE PRETENSADO REALIZANDO LA VARIACION DEL NUMERO DE TRAMOS Y PILAS APLICACIÓN PUENTE CAMACHO"

1.- CARGAS EN LA SUPERESTRUCTURA

Camión Tipo:	HS-20-44	P(eje) =	7260,00	Kg
Longitud de viga principal :	30,40	m		
Ancho de calzada:	7,30	m		
Ancho de acera :	1,18	m		
Separación entre vigas longitudinales:	2,70	m		
Separación entre postes	2,00	m		
Número de vías :	2,00			
Numero de vigas longitudinales/tramo	3,00			
Número de pasamanos	2,00			
Número de tramos	1,00			
Número de Pilas:	0,00			
fracción de carga asumida:	fe = fi			
	fi =	0,596	*S =	1,61

$$A / 2 = 3,65$$

$$CARGAS = 5,40$$

$$I \quad s * fe = s + a - 0.6 + s + a - 0.6 - 1.8$$

$$I \quad fe = (2 * (s + a) - 3.0) / s$$

$$II \quad 7.30 = 2 * s + 2 * a$$

$$II \quad a = (7.30 - 2 * s) / 2$$

$$II \quad a = 3.65 - s$$

$$II \text{ en } I \quad fe = (2 * (s + 3.65 - s) - 3.00) / s$$

$$fe = (2s + 7.30 - 2s - 3.00) / s$$

$$fe = (4.30) / s$$

Según norma $fi = 0.596 * s$ entonces $fi = fe$

$$(0.596 * s) = (4.30 / s)$$

$$0.596 s^2 = 4.30$$

$$0.596 s^2 - 4.30 = 0$$

$$0,596 \quad s^2 - \quad 4,30 \quad = 0$$

$$x_1 = 2,69 \quad s \text{ adop} = 2,70 \text{ m}$$

$$x_2 = -2,69 \quad a \text{ adop} = 0,95 \text{ m}$$

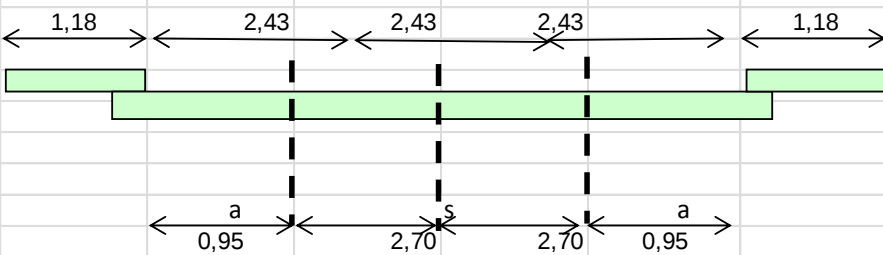
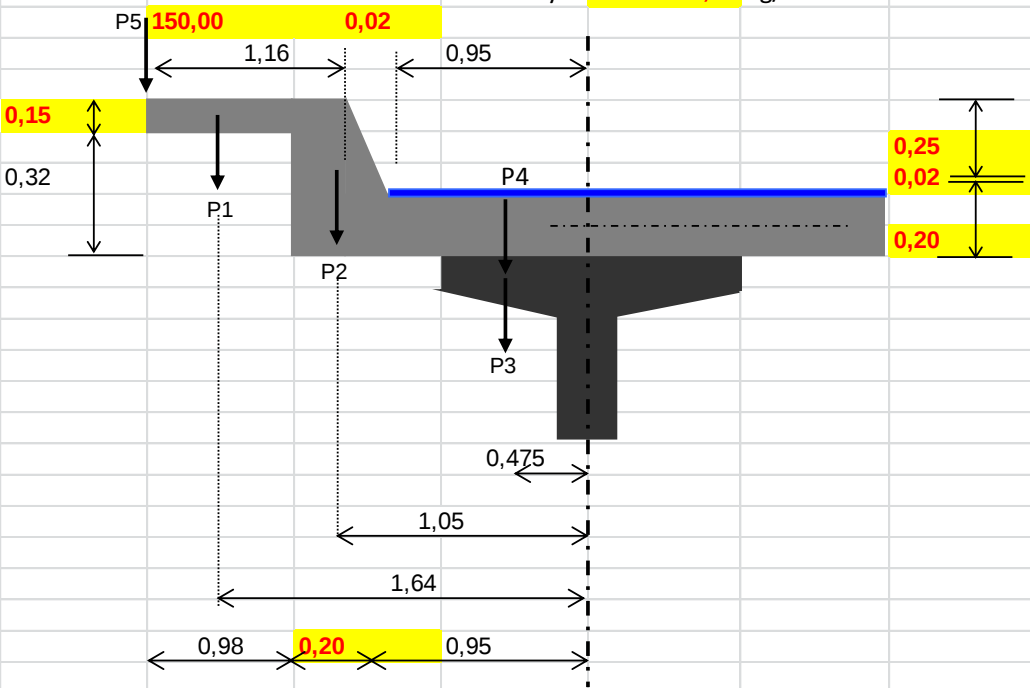
$$Fc1 = 1,61 \quad \text{CORREGIR FRACCION CON NOTA 1}$$

$$Fc2 = 1,59$$

$$Fc \text{ adop} = 1,61$$

PASAMANOS Y BARANDAS

$$h \times b \times b : \quad 1,00 \quad 0,15 \quad 0,15$$

L x b x b :		2,00	0,12	0,12
				
MATERIALES.-				
Peso específico del hormigón		$\gamma =$	2500,00 Kg/m3	24,525
Resistencia característica del hormigón a la compresión a los 28 días				
Hormigón tipo A		$f'c =$	210,00 Kg/cm2	
Hormigón tipo P		$f'c =$	350,00 Kg/cm2	
Acero estructural		$f_y =$	4200,00 Kg/cm2	
				
2.- DISEÑO DE LA LOSA O TABLERO				
CARGAS PERMANENTES SOBRE LA LOSA EN VOLADIZO				
Acera	P1 =	367,50	Kg/m	3,74617737 Kn/m
Bordillo	P2 =	235,00	Kg/m	2,39551478 Kn/m
Losa	P3 =	475,00	Kg/m	4,84199796 Kn/m
Capa de rodadura	P4 =	47,50	Kg/m	0,4841998 Kn/m
Postes y barandados	P5 =	150,00	Kg/m	1,52905199 Kn/m
Momento por carga muerta:			Mcm =	1417,14 Kg.m
			Mcm =	14,4458461 kn-m

3.- CARGAS NO PERMANENTES SOBRE LA LOSA EN VOLADIZO				
$E = 0.80 \times + 1.14$		$P =$	7260,00	Kg.
		$x =$	0,65	m
		$E =$	1,66	m
		$I =$	0,22	
$P1 =$	150,00	Kg/m		
$P2 =$	750,00	Kg/m		
$P3 =$	$P/E =$	4373,49	Kg/m	
Momento por carga viva		$Mcv =$	3439,77	Kg.m
Momento por carga viva mas impacto		$Mcv+I =$	686,46	Kg.m
Momento último de diseño		$Mu =$	10800,33	Kg.m
		$Mu =$	110,095063	Kn.m
Cuantía balanceada				
$\rho_b = 0.85 \beta_1 (f'c / fy) [6000 / (6000 + fy)]$				
Donde :				
$\beta_1 =$	0,85	para $f'c < 280 \text{ Kg/cm}^2$	$\rho_b =$	0,02125
Cuantía mecánica				
Para controlar deformaciones		$\rho_{max} =$	0.50 $\rho_b =$	0,01063
Cuantía mecánica:				
$w = \rho_{max}(fy / f'c)$		$w =$		
		0,2125		
Altura efectiva del tablero :				
		0,5		
$d = [Mu / (\phi f'c b w (1 - 0.59 w))]$				
Donde :				
$\phi =$	factor de reducción por flexión		0,90	
$b =$	ancho de losa para el cálculo		1,00	m
		$d =$	17,53	cm
$r =$	recubrimiento		2,50	cm
$h =$	Altura total de la losa =	$d + r =$	20,03	cm
Adoptar altura de losa =		$h =$	20,00	cm

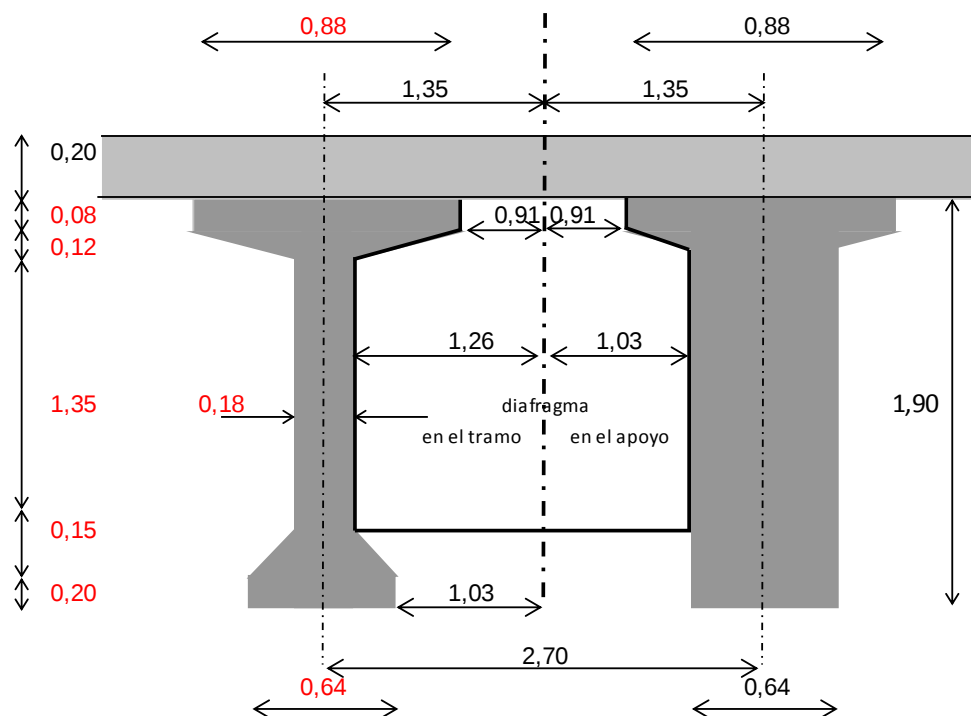
Acero de refuerzo principal :			
$\rho = A_s / (bd) = w (f'c / f_y)$		$w (1 - 0.59 w) = Mu / (\phi f'c b d d)$	
$0 = 0.59 w^2 - w + 0,1424$		$w =$	0,156890
		$A_s =$	13,73 cm2
Acero de distribución :			
Tomar :	$D = 1.22 / (Lc)^{0.50}$	pero no mayor a :	0,67
	$Lc =$ 2,70 m	$D =$	0,74
		$AD =$	9,20 cm2
3.- LOSA ENTRE VIGAS CARGA PERMANENTE			
Peso propio losa:		500,00 Kg/m2	
Capa de rodadura:		100,00 Kg/m2	
Carga permanente uniforme :		600,00 Kg/m2	
totales			
Peso propio losa:		110960,00 kg	
Capa de rodadura:		22192,00 kg	
Carga permanente uniforme :		133152,00 kg	

4.- Viga longitudinal

Carga permanentes

Hormigón armado	2500,00 Kg/m ³		
Tablero		1485,00	Kg/m
Espesor tablero + capa de rodadura	0,22 m		
Separación entre ejes de vigas	2,70 m		
Postes más pasamanos		66,75	Kg/m
peso propio postes y pasamanos	200,25 Kg		
separación entre postes	2,00 m		
número de vigas longitudinales	3,00		
Aceras y bordillos		401,67	Kg/m
Espesor de la acera	0,15 m		
ancho de acera	0,98 m		
altura del bordillo	0,47 m		
ancho del bordillo	0,20 m		
Carga permanente etapa inicial		1485	Kg/m
Sobre carga permanente etapa de servicio		468,42	Kg/m

Peso propio de los diafragmas



Area de diafragma entre apoyos (diafragma interior)	Ai =	7,62	m2
Area de diafragma sobre apoyos (diafragma exterior)	Ae =	6,32	m2
Espesor de los diafragmas	b =	0,20	m
Peso diafragma interior	Pi =	1269,33	Kg
Peso diafragma exterior	Pe =	1053,13	Kg

h = altura de viga: **190,00** cm
 bw = espesor del alma: **18,00** cm

Nº	ACION (base x altura)	Nº de pzas.	
1-R	35,00	8,00	2,00 560,00
2-R	18,00	190,00	1,00 3420,00
3-R	23,00	20,00	2,00 920,00
4-T	23,00	15,00	2,00 345,00
5-T	35,00	12,00	2,00 420,00
Area-1-			5665,00 cm2
1-R	64,00	190,00	1,00 12160,00
2-R	12,00	8,00	2,00 192,00
3-T	12,00	4,11	2,00 49,37
Area-2-			12401,37 cm2

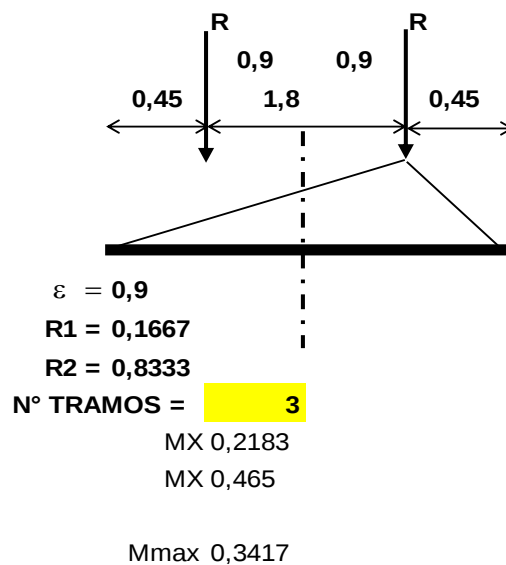
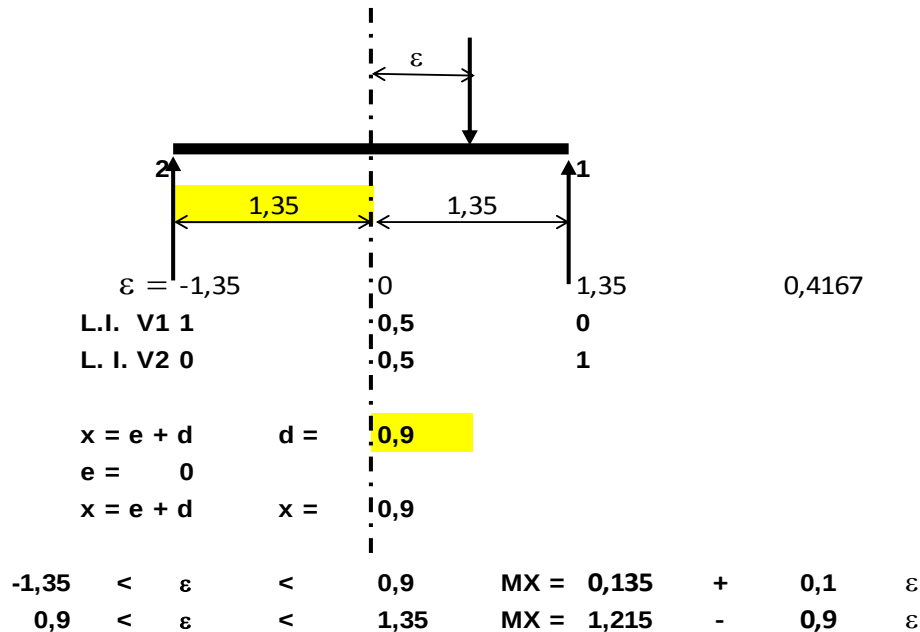
Peso de la viga (medio tramo)	qm =	1416,25	Kg/m
	qa neto =	3100,34286	Kg/m
Peso de la viga (apoyo)	qa =	1684,09	Kg/m

CALCULO Y DISEÑO DE DIAFRAGMAS (Según la Teoría de CURBOWN)

$$V_i = R[(1 + (6 \varepsilon(n + 1 - 2i))/(L(n * n - 1)))]/n$$

Donde:

- V_i = Reacción elástica en el apoyo i (1,2,3)
 R = Carga concentrada o unitaria que recorre el vano **1**
 L = Longitud del tramo (Separación entre vigas longitudinal) **2,7**
 n = Número de apoyos elásticos **2**
 i = Número de apoyo analizado
 ε = Brazo de la carga R al eje de referencia **1**



Momentos unitarios

0,45	Mmin	0,0683
1,35	Mmed	0,205
2,25	Mmax	0,3417
Mcv (kg.m) 0,41 R		
P =	7260 kg	
Ptotal =	16335 kg	
V2 = 13613 kg		
V1 =	2722,5 kg	
Mcv =	0,41	x R
Mcv =	0,41	x 13613
Mcv =	5581,1 kg.m	
Impacto	0,22	
Mcv+i =	6809 kg.m	

CARGAS PERMANENTES EN VIGAS TRANSVERSALES (diafragmas)

Peso específico del Ho 2400	kg/m³
Espesor de losa	0,2
b (diafragma)	0,2
h (diafragma)	1,71
distan entre Diafrag	10
peso de la viga(kg/m) =	820,8
Peso de la losa (kg/m) =	4800
Total (kg/m) =	5620,8 kg/m

Momentos de Carga viva en Kg/m

Mcv +i : 8303,6 kg/m

Mu = 25334 kg/m

CALCULO DE ARMADURAS**Armadura Positiva****MOMENTO ULTIMO DE DISEÑO**

Momento de diseño en tramos (+) **MU = 1,3(Mcm+1,67 Mcv+i)**

Tramo R1-R2

MU = 20774 kg.m

Mcm (kg.m) 4609,1

Mcv+i(kg.m) 6809

10102 6809

Determinacion de la altura efectiva:

fy 420 Mpa 4200 Kg/cm²

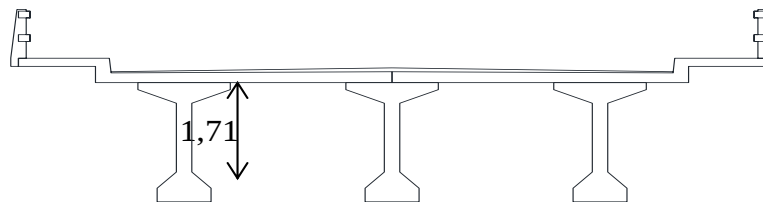
fck 21 Mpa 210 Kg/cm²

Rho max 0,0106

cuantia Mecanic **w = (Rho max)(fy/fck) w= 0,2125**

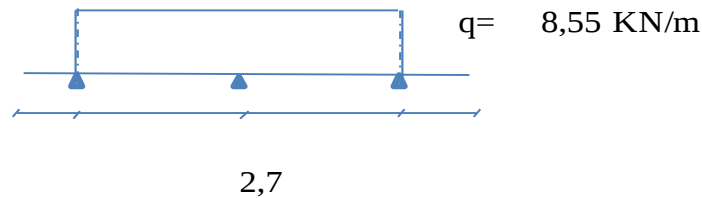
DISEÑO DEL DIAFRAGMA:

La funcion de los diafragmas es la de estabilizar las vigas laterales, normalmente se las diseña para soportar su propio peso.



Longitud del tramo	L= 30,40 m
Espaciamiento entre diafragmas	ed= 10,13 m
Altura de diafragma	hd= 1,71 m
Numero de diafragmas en el tramo	#D= 4
Ancho de diafragma	b= 0,20 m
Espaciamiento entre vigas	S= 2,7 m
Peso específico del hormigon	$\gamma_{H^o} = 25 \text{ KN/m}^3$

D.1 MOMENTOS Y CORTANTES MAXIMOS



13612,5 kg	V _{max} = 133,5 kN
kg.m	M _{max} = 0 kN/m
25334,20988 kg.m	M _{max} = 248,5 kN/m

D.2 ARMADURA PARA MOMENTO POSITIVO Y NEGATIVO

Generalmente en los estribos se coloca solo la armadura mínima, dado que el momento máximo es el negativo se comprobará si la A_{min} es suficiente para resistir este momento.

Momento último M_u = 1.25 * DC = 310,7 kN/m

Calculo de armadura

Momento último: M_U = 310,6607486

M_U = 3166776,234

Resistencia Característica del H^o: f_c = 210

Resistencia Característica del Acero: f_y = 4200

Recubrimiento lateral: r = 4

Recubrimiento para el canto: r = 4

Ancho de la sección: b = 20

$$d = h - r - \left(\frac{\phi}{2} \right)$$

Altura h = 171

Diámetro de las barra de acero adoptad cm φ = 1

Recubrimiento mínimo r = 4

d = 166,5

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_U}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

a = 6,028796373

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y}$$

A_s = 5,124476917

° Armadura mínima:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * h$$

Donde:

$$\begin{aligned} \text{Ancho de la sección} & \quad b = 20 \\ \text{Espesor de la sección} & \quad h = 171 \\ \text{Cuantía mínima:} & \quad r_{\min} = 0,0033 \end{aligned}$$

La norma indica que para elementos estructurales , con acero de 4200 la cuantía mínima es: $r = 0,0033$

$$A_{s_{\min}} = 11,286$$

$$A_{s_{\min}} = 11,286 > A_s = 5,124476917$$

Numero de Hierros:

$$\# \text{ Hierros} = \frac{4 * A_{s_{\text{necesario}}}}{\pi * \phi^2}$$

Donde:

$$A_{s_{\text{nec}}} = 11,29$$

$$\phi = 1$$

Diámetro del hierro

$$\# \text{ Hierros} = 14,37$$

$$\# \text{ Hierros adopt.} = 15$$

Entonces el nuevo Área de hierros será:

$$A_s = \# \text{ Hierros} * \frac{\pi * \phi^2}{4}$$

$$A_s = 11,78097245$$

Finalmente se recomienda usar Hierros de:

$$15 \phi 10$$

" Necesitamos 15 barras de diámetro 10

D.3 ARMADURA DE CORTE

Cortante ultimo

$$V_u = 1.25 * DC = 166,9 \text{ KN}$$

Armadura a corte

$$V_u = 166,9232813$$

$$f'_c = 210$$

$$f_y = 4200$$

$$d = 166,5$$

$$\begin{aligned}
 b &= 20 \\
 L_c &= 5,4 \\
 r &= 4 \\
 \phi &= 10
 \end{aligned}$$

° Resistencia del Concreto al Cortante (V_C):

$$V_C = 0.53 * \sqrt{f'_c}$$

$$V_C = 7,680429675$$

° Cortante nominal Unitario (V_U):

$$V'_U = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

Cortante de calculo

Altura útil del bordillo

Coficiente de seguridad para cortante

Ancho que soporta el corte

$$\begin{aligned}
 V_u &= 17015,625 \\
 V_u &= 166,9232813 \\
 d &= 166,5 \\
 \phi &= 0,85 \\
 b &= 20 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Remplazando la formula se obtiene:

$$V'_U = 6,011526232$$

$$V'_U = 6,012 < V_C = 7,68$$

no necesita estribos
0

Armadura mínima del acero:

$$\begin{aligned}
 \phi &= 10 \text{ adoptado} \\
 &0,785 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$A_\phi = \frac{\pi * D.^2}{4} =$$

La ecuacion de la armadura minima es:

$$A_{V \min} = \frac{3,50 * b_w * S}{f_y}$$

Despejando S:

$$S_{\max} = \frac{A_\phi * f_y}{3.5 * b_w} = 47,12 \text{ cm} \approx 47$$

Número de estribos:

$$\# \text{ estribos} = \frac{L_c - 2 * r}{S + \phi}$$

$$\# \text{ estribos} = 11,08$$

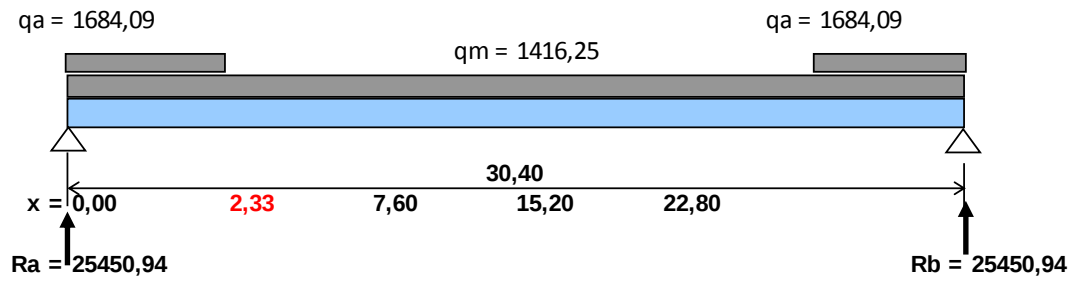
Se debe colocar armadura minima

$$12,08 \phi 10 \text{ CADA } 46$$

" Necesitamos 12,08 estribos de diámetro 10 colocados cada 46

5.- ANALISIS DE CARGAS EN LA SUPERESTRUCTURA

A1.- Peso propio de la viga (viga simple)



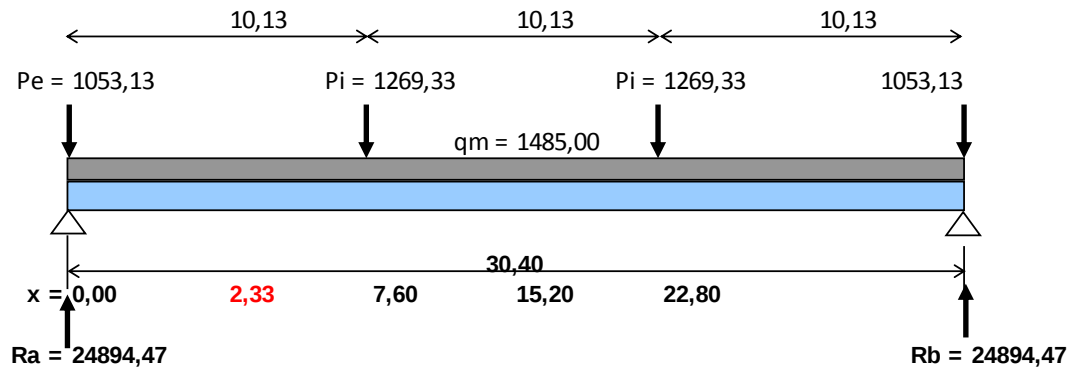
MOMENTOS

X [m]	0,00	2,33	7,60	15,20	22,80
M(x) [Kg.m]	0,00	50884,96	127275,29	168176,59	127275,29

CORTANTES

X [m]	0,00	2,33	7,60	15,20	22,80
Q(x) [Kg]	25450,94	18227,14	10763,50	0,00	-10763,50

B2.- Tablero más diafragmas (viga simple)

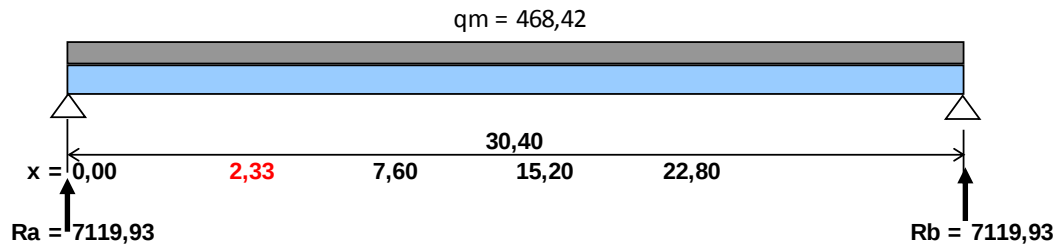


MOMENTOS

X [m]	0,00	2,33	7,60	15,20	22,80
M(x) [Kg.m]	0,00	51519,35	138307,33	184409,78	138307,33

CORTANTES

X [m]	0,00	2,33	7,60	15,20	22,80
Q(x) [Kg]	23841,33	20381,28	12555,33	0,00	-12555,33

C3.- Acera más bordillos (viga compuesta)**MOMENTOS**

X [m]	0,00	2,33	7,60	15,20	22,80
M(x) [Kg.m]	0,00	15317,95	40583,62	54111,49	40583,62

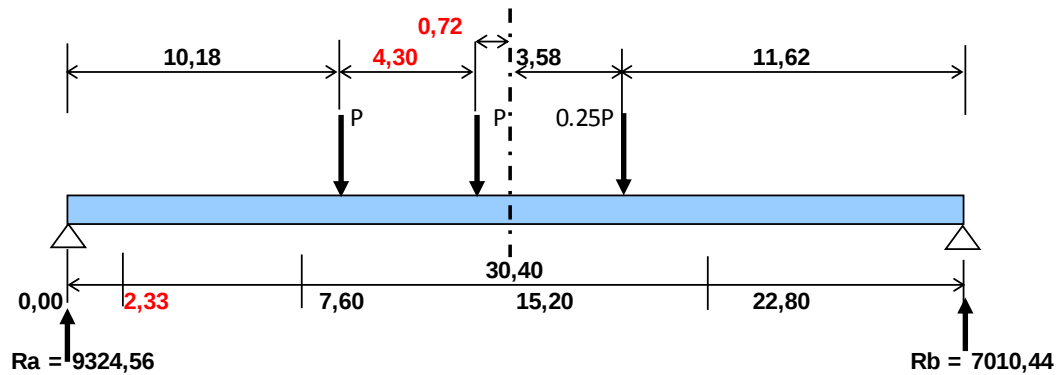
CORTANTES

X [m]	0,00	2,33	7,60	15,20	22,80
Q(x) [Kg]	7119,93	6028,52	3559,97	0,00	-3559,97

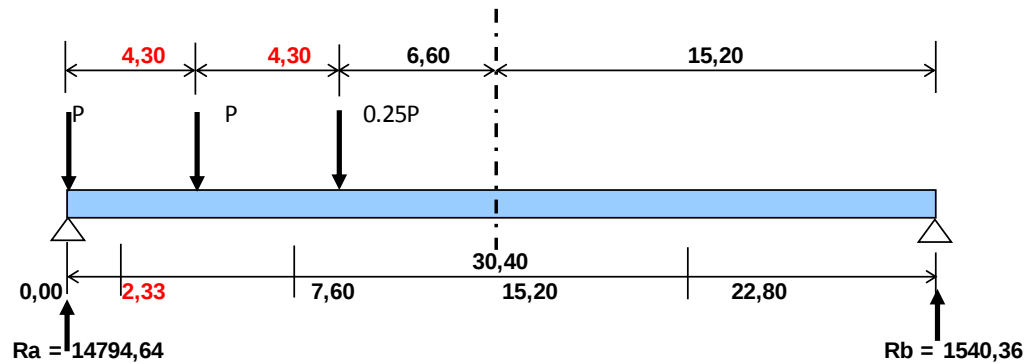
D4.- Carga viva (viga compuesta) $P = 7260,00$ Kg

FC:Factor de Carga: 1,61

Impacto: 0,22

**MOMENTOS**

X [m]	0,00	2,33	7,60	15,20	22,80
MLL [Kg.m]	0,00	21726,23	70866,68	100060,95	53279,33
FC*MLL(x)	0,00	34961,85	114038,65	161018,08	85737,09
FC*M(LL+I)(x)	0,00	42628,92	139047,13	196329,06	104539,08

**CORTANTES**

X [m]	0,00	2,33	7,60	15,20	22,80
QLL [Kg]	14794,64	7534,64	274,64	-1540,36	-1540,36
FC*QLL(x)	23807,53	12124,74	441,95	-2478,75	-2478,75
FC*Q(LL+I)(x)	29028,48	14783,67	538,87	-3022,34	-3022,34

RESUMEN**MOMENTOS [Kg.m]**

	X = [m]	0,00	0,85	2,33	7,60	15,20
1.-	Peso propio de la viga	0,00	20513,30	50884,96	127275,29	168176,59
2.-	Tablero más diafragmas	0,00	19728,68	51519,35	138307,33	184409,78
3.-	Acera más bordillos	0,00	5882,73	15317,95	40583,62	54111,49
4.-	(Carga viva+Impacto)FC	0,00	7925,88	42628,92	139047,13	196329,06

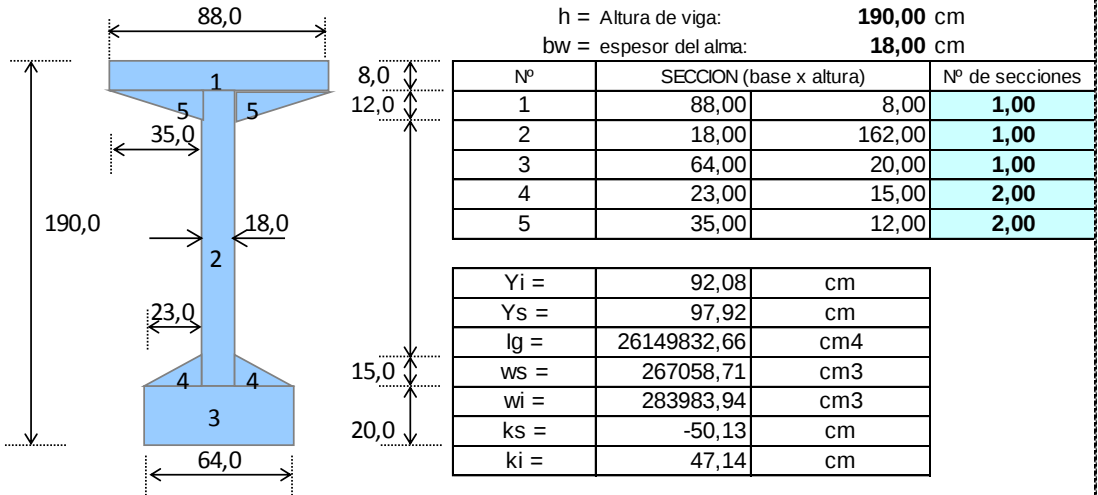
CORTANTES [Kg]

	X = [m]	0,00	0,85	2,33	7,60	15,20
1.-	Peso propio de la viga	25450,94	22815,64	18227,14	10763,50	0,00
2.-	Tablero más diafragmas	23841,33	22579,08	20381,28	12555,33	0,00
3.-	Acera más bordillos	7119,93	6721,78	6028,52	3559,97	0,00
4.-	(Carga viva+Impacto)FC	29028,48	14783,67	14783,67	538,87	-3022,34

Rmáxima/viga sobre apoyo 85440,68 Kg

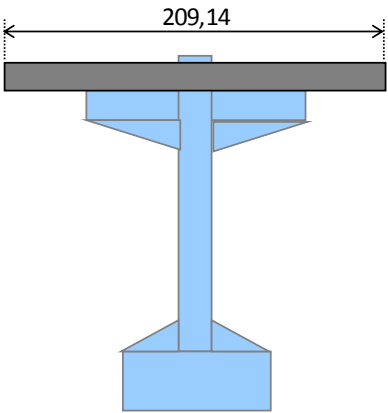
6.- PROPIEDADES GEOMETRICAS VIGA POSTENSADA

SECCION NETA
6.- Propiedades Geométricas de la sección



Nº	AREA	δi	Ai x δi	Ai x δi x δi	li	(Ix)i
1	704,00	186,00	130944,00	24355584,00	3754,67	24359338,67
2	2916,00	101,00	294516,00	29746116,00	6377292,00	36123408,00
3	1280,00	10,00	12800,00	128000,00	42666,67	170666,67
4	345,00	25,00	8625,00	215625,00	4312,50	219937,50
5	420,00	178,00	74760,00	13307280,00	3360,00	13310640,00
	5665,00		521645,00			74183990,83

Sección Compuesta



ancho efectivo: be [cm]

bv = 88
S = 270
hf = 20
Lc = 3040

be = bv + 12 hf = 328,00

be = S = 270,00

be = 0.25 * Lc = 760,00

Se adopta: be = 270,00

SECCION HUECA

D = 0,07000 m

Nº	A [m2]	Yi [m]	A * Yi	I [m4]	d [m]	A * d^2 [m4]
1	0,56650	0,921	0,5216	0,261498	-0,02	0,000230
2	-0,00385	0,080	-0,0003	-0,000001	0,86	-0,002853
3	-0,00385	0,160	-0,0006	-0,000001	0,78	-0,002347
4	-0,00385	0,240	-0,0009	-0,000001	0,70	-0,001891
5	-0,00385	0,320	-0,0012	-0,000001	0,62	-0,001484
6	0,00000	0,400	0,0000	0,000000	0,54	0,000000
7	0,00000	0,480	0,0000	0,000000	0,46	0,000000
	0,551		0,5186			

1 0,100 Yi = 0,941 m
 1 0,180 Ys = 0,959 m
 1 0,260 I = 0,2531 m4
 1 0,340 Wi = 0,269 m3
 0 0,420 Ws = 0,264 m3
 0 0,500 Area = 0,551 m2

I + A*d^2
0,261728
-0,002854
-0,002348
-0,001892
-0,001485
0,000000
0,000000
0,2531489

SECCION HOMOGENIZADA

D = 0,070 m
 Pe Hº = 23,54 Kn/m3
 149,96 lb/pie3
 fc = 35,00 Mpa
 5094,61 lb/pulg2
 E Hº = 4325541,55 lb/pulg2
 29716,47 Mpa
 E Aº = 201290,00 Mpa
 n=EAº/EHº = 6,77
 Aº 12T 1/2= 0,001184 m2
 Aº eq = 0,00802 m2
 Deq = 0,10105 m

Nº	A [m2]	Yi [m]	A * Yi	I [m4]	d [m]	A * d^2 [m4]
1	0,55111	0,941	0,5186	0,253149	-0,04	0,000916
2	0,00802	0,080	0,0006	0,0000051	0,82	0,005395
3	0,00802	0,160	0,0013	0,0000051	0,74	0,004394
4	0,00802	0,240	0,0019	0,0000051	0,66	0,003496
5	0,00802	0,320	0,0026	0,0000051	0,58	0,002700
6	0,00000	0,400	0,0000	0,0000051	0,50	0,000000
7	0,00000	0,480	0,0000	0,0000051	0,42	0,000000
	0,583		0,5250			

						I + A*d^2				
0,0058905			Yi =	0,9002 m						
1 0,100			Ys=	1,000 m		0,254064				
1 0,180			I =	0,270 m4		0,005400				
1 0,260			Wi =	0,300 m3		0,004399				
1 0,340			Ws =	0,270 m3		0,003501				
0 0,420			Area =	0,583 m2		0,002705				
0 0,500			Ks=	0,514 m		0,000005				
Nº huecos		recubrim	Ki=	0,463 m		0,000005				
4	1,8	0,450								
SECCION HOMOGENIZADA Y COMPUESTA										
DATOS										
LUZ DEL T=			36,50 m							
1 ANCHO UTIL			9,125 m							
2 SEP. E VIG			2,70 m							
bt+16*t			3,38 m							
n=H21/H35=			0,774596669							
H =			0,20 m							
B =			2,70 m							
Bt =			2,09 m							
Nº	A	Yi	A * Yi	I	d	A * d^2				
	[m2]	[m]		[m4]	[m]	[m4]				
1	0,58319	0,900	0,5250	0,270080	0,46	0,123056				
2	0,41828	2,000	0,8366	0,001394	0,64	0,171569				
	1,001		1,3615							
Yi =			1,360 m	C1 sup=	0,74	I + A*d^2				
Ys=			0,740 m	C2 =	0,54					
I =			0,56610 m4	C3=	0,54	0,393136				
Wi =			0,416 m3	C4 inf=	1,36	0,172964				
Ws =			0,765 m3			0,566099				
Area =			1,001 m2	W1=	0,7645					
Ks=			0,416 m	W2=	1,0475					
Ki=			0,763 m	W3=	1,0475					
				W4=	0,4164					

CALCULO DE PROPIEDADES GEOMETRICAS VIGA POSTENSADA

RESUMEN

Pe Hº =	23,54 Kn/m3 149,96 lb/pie3
fc =	21,00 Mpa 3056,77 lb/pulg2
E Hº =	3350550,08 lb/pulg2 23018,28 Mpa
Pe Hº =	23,54 Kn/m3 149,96 lb/pie3
fc =	35,00 Mpa 5094,61 lb/pulg2
E Hº =	4325541,55 lb/pulg2 29716,47 Mpa

PROPIEDAD Y UNIDAD	PREFAB. LLENA	PREFAB. HUECA	PREFAB. HOMOGEN.	COMPUESTA HOMOGEN.
H = m	1,9	1,9	1,9	2,10
Yi = m	0,921	0,940955245	0,900196453	1,359550126
Ys= m	0,979	0,959044755	0,999803547	0,740449874
I = m4	0,261	0,253148935	0,270079937	0,566099245
Wi = m3	0,284	0,269033981	0,300023329	0,416387181
Ws = m3	0,267	0,26395946	0,270133005	0,76453419
Area = m2	0,567	0,55110616	0,583186331	1,001468532
Ws' = m3				
r = m	0,679414013	0,677751395	0,680522508	0,75184382
ki = m	0,501295568	0,488170883	0,514455353	0,4157766
ks = m	-0,47141873	-0,478963	-0,463201881	-0,763413094
eficiencia				
PROPIEDAD Y UNIDAD	PREFAB. LLENA	PREFAB. HUECA	PREFAB. HOMOGEN.	COMPUESTA HOMOGEN.
H = cm	190,00	190,00	190,00	190,00
Yi = cm	92,08	94,10	90,02	135,96
Ys= cm	97,92	95,90	99,98	74,04
I = cm4	26149832,66	25314893,55	27007993,69	56609924,49
Wi = cm3	283983,94	269033,98	300023,33	416387,18
Ws = cm3	267058,71	263959,46	270133,01	764534,19
Area = cm2	5665,00	5511,06	5831,86	10014,69
Ws' = cm3				
r = cm	67,94	67,78	68,05	75,18
ki = cm	50,13	48,82	51,45	41,58
ks = cm	-47,14	-47,90	-46,32	-76,34
eficiencia				

La sección transformada de la losa o tablero: n_c : Relación de módulos de elasticidad

Ecl / Ecv

Ecl : módulo de elasticidad del tablero

Ecv : módulo de elasticidad - viga postesada

$$n_c = \left[\frac{f_c(\text{llosa})}{f_c(\text{viga})} \right]^{1/2}$$

$f_c(\text{llosa}) = 210$	$f_c(\text{viga}) = 350$
---------------------------	--------------------------

$$n_c = 0,775$$

$$b_{tr} = n_c * b_e = 209,14 \text{ cm}$$

Centro de gravedad de la sección compuesta:Tablero : $b_{tr} \times h_f =$

Viga :

Area [cm ²]	Y	A x Y
4182,82	180,00	752907,96
5665,00	92,08	521645,00
9847,82		1274552,96

Distancia al centro de gravedad de la sección compuesta:

$$Y_{cg} = 129,42 \text{ cm}$$

Sección	AREA	$\delta_i = (Y_i - Y_{cg})$	$A_i \times \delta_i$	$A_i \times \delta_i \times \delta_i$	I_i	I_{cg}
Tablero	4182,82	70,58	295203,26	20834012,02	139427,40	20973439,42
Viga	5665,00	37,34	211546,82	7899745,19	26149832,66	34049577,85
Total	9847,82		506750,08			55023017,27

$$I_{sc} = 55023017,27 \text{ cm}^4$$

$$A_{sc} = 9847,82 \text{ cm}^2$$

$$Y_{ic} = 129,42 \text{ cm}$$

$$Y_{sc} = 60,58 \text{ cm}$$

$$W_{ic} = 425134,85 \text{ cm}^3$$

$$W_{sc} = 908343,18 \text{ cm}^3$$

Resumen de las propiedades geométricas

Viga I (simple)			Viga I (compuesta)		
Ac =	5665,00	cm ²	Acc =	9847,82	cm ²
Ys =	97,92	cm	Ysc =	60,58	cm
Yi =	92,08	cm	Yic =	129,42	cm
h =	190,00	cm	hc =	210,00	cm
Ig =	26149832,66	cm ⁴	Igc =	55023017,27	cm ⁴
ws =	267058,71	cm ³	wsc =	908343,18	cm ³
wi =	283983,94	cm ³	wic =	425134,85	cm ³
ks =	-50,13	cm	w'sc =	779637,35	cm ³
ki =	47,14	cm	hf =	20,00	cm
bv =	88,00	cm	be =	270,00	cm
bw =	18,00	cm	btr =	209,14	cm

7.- FUERZA DE PRETENSADO

(número de tendones requeridos, basado en los esf. admisibles y cargas de servicio)

Esfuerzo de compresión del hormigón en el tablero	f_c = 210,00	Kg/cm ²
Esfuerzo de compresión del hormigón (etapa inicial)	f_{ci} = 280,00	Kg/cm ²
Esfuerzo de compresión del hormigón (etapa de servicio)	f_c = 350,00	Kg/cm ²

Esfuerzos admisibles.-

Etapla inicial:

Compresión $\sigma_{ci} = 0,55 \times f_{ci} = 154,00 \text{ Kg/cm}^2$

Tensión $\sigma_{ti} = -1,60 \times \text{raiz}(f_{ci}) = -26,77 \text{ Kg/cm}^2$

Etapla de servicio:

Compresión $\sigma_{cs} = 0,40 \times f_c = 140,00 \text{ Kg/cm}^2$

viga

Tensión $\sigma_{ts} = -1,60 \times \text{raiz}(f_c) = -29,93 \text{ Kg/cm}^2$

tablero

Compresión $\sigma_{cs} = 0,40 \times f_c = 84,00 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzos de diseño en el centro de la viga

sección	tipo/carga	Momento [Kg.cm]	wi [cm3]	ws [cm3]	$\sigma_i =$ [Kg/cm2]	$\sigma_s =$ [Kg/cm2]
simple	peso p. viga	16817658,59	283983,94	267058,71	-59,22	62,97
simple	losa + diafr.	18440977,78	283983,94	267058,71	-64,94	69,05
compuesta	acera + bor	5411149,33	425134,85	908343,18	-12,73	5,96
compuesta	carga viva	19632906,34	425134,85	908343,18	-46,18	21,61
TOTAL:					-183,07	159,60
					tensión	compresión

Fuerza total de pretensado

recubrimiento $r_{ec} = 10 \text{ cm}$

excentricidad $e_N = Y_i - r_{ec} = 82,08 \text{ cm}$ $e_N = e_o = 82,08$

$1/A + e_N/w_i = 0,000176523 + 0,000289038 = 0,00046556$

$F = \sigma_t / (1/A + e_N/w_i) = 328920,65 \text{ Kg}$

Número de cables:

Asumiendo el **15%** de pérdidas en la fuerza de pretensado $n = 85\%$

Fuerza de pretensado por cable: F_{pc}

Diámetro de un torón **12 mm**

Nº de torones **12**

Area de un torón **0,987 cm²**

Esfuerzo mínimo del cable en tensión (0.80 f_{pu}) **18600 Kg/cm²**

$F_{pc} = N^o_t * (A_t * 0.70 * f_{pu}) * n$ $F_{pc} = 131077,55 \text{ Kg}$

Número de cables: $N^o_c = F / F_{pc}$ $N^o_c = 2,51 \text{ cables}$

Adoptar	3	cables de	12	torones ϕ 1/2 - G270
----------------	----------	------------------	-----------	---

Fuerza inicial de pretensado $F_i = F/n$ $F_i = 386965,48 \text{ Kg}$

Esfuerzo de tensión por cable en la etapa inicial : $13020,00 \text{ Kg/cm}^2$

8.- VERIFICACION DE LOS ESFUERZOS EN EL CENTRO DE LA VIGA

Momentos flectores máximos

Sección Simple

Peso propio :	$M_G =$	16817658,59	Kg cm
Peso propio más losa :	$M_G + M_{sc} =$	35258636,36	Kg cm
Sección compuesta			
Sobre carga :	$M_{SD} + M_{LL} =$	25044055,67	Kg cm
Ecuaciones de condición			
I).- $(F_i / A_c)[1 - e_o/k_i] + M_G/w_s > \sigma_{ti}$	12,35	>	-26,77
II).- $(F_i / A_c)[1 - e_o/k_s] - M_G/w_i < \sigma_{ci}$	120,94	<	154,00
III).- $(nF_i / A_c)[1 - e_o/k_i] + (M_G + M_{sc}) / w_s + (M_{SD} + M_{LL}) / w_{sc} < \sigma_{cs}$	121,11	<	140,00
IV).- $(nF_i / A_c)[1 - e_o/k_s] - (M_G + M_{sc}) / w_i - (M_{SD} + M_{LL}) / w_{ic} > \sigma_{ti}$	-29,93	>	-29,93

9.- DISEÑO A LA FLEXION (ESTADOS LIMITES ULTIMOS)

Usando el grupo I de la Combinación de carga (AASHTO 3.22); el momento último será:

$$M_u = 1.3(M_D + 1.67*M_L)$$

Materiales.-

Hormigón prefabricado : Peso normal

Resistencia a la compresión del hormigón $f_c = 350,00$ Kg/cm²

Resistencia a la compresión del hormigón - etapa inicial $f_{ci} = 224,00$ Kg/cm²

Hormigón vaciado en sitio: Peso normal

Resistencia a la compresión del hormigón $f_c = 210,00$ Kg/cm²

Acero de pretensado :

Diámetro del torón $\phi = 12,00$ mm

Area efectiva $A_s^* = 0,987$

Número de torones por cable $N^o = 12$

Número de cables $\# \text{ cables} = 3$

Resistencia a la tensión del acero de pretensado $f_{pu} = f_s = 23250,00$ Kg/cm²

Módulo de elasticidad del acero pretensado $E_{ps} = 2,01E+06$ Kg/cm²

Acero de refuerzo

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo $E_s = 2,00E+06$ Kg/cm²

Resistencia a la tensión del acero $f_y = 4200,00$ Kg/cm²

Momento por carga muerta

peso propio viga + tablero + rodadura, acera, barandados, e $M_D = 40669785,70$ Kg cm

Momento por carga viva más impacto

Camión tipo: HS20-14 $M_L = 19632906,34$ Kg cm

$M_u = 95493761,06$ Kg cm

Usando el valor aproximado de refuerzo en secciones presforzadas: $f_{su}^* = f_s[1 - 0.5 p^* (f_s/f_c)]$

Donde:

$p^* = A_s^* / bd =$ cuantía geométrica = 0,000550

$b =$ ancho efectivo de la losa = 270,00 cm

$d =$ peralte efectivo = 200,00 cm

$f_{su}^* = 22824,97$ Kg/cm²

Para una seccion rectangular (AASHTO 9.17.2); el momento resistente: $\Phi = 0,95$

$$\Phi M_r = \Phi A_s^* f_{su}^* d [1 - 0.60 p^* (f_{su}^* / f_c')] > M_u$$

$$\Phi M_r = 126115966,26 \text{ Kg cm} \\ \Phi M_r > M_u$$

Control de la profundidad "a" en la zona de compresión, verificando como sección rectangular

$$a = A_s^* f_{su}^* / 0.85 f_c' b \quad a = 8,45 < h_r = 20$$

Porcentaje de acero : cuantía máxima y mínima

a) Cuantía máxima para sección rectangular : (AASHTO 9.18.1) :

Indice de refuerzo:

$$R_i = p^* f_{su}^* / f_c' < 0.30 \quad R_i = 0,036 < 0,30$$

b) Cuantía mínima (AASHTO 9.18.2) :

La cantidad de refuerzo pretensado tiene que ser el adecuado para desarrollar un momento resistente al menos igual a 1.2 veces el momento resistente al agrietamiento ($\Phi M_r > 1.2 M_{cr}$); donde, para un miembro presforzado compuesto :

$$M_{cr} = (f_{cr} + P_{se}/A_c + P_{se} e/w_i) w_{ic} + M_D (w_{ic}/w_i - 1) \quad M_{cr} = 83308471,81 \text{ Kg cm}$$

Donde:

$$f_{cr} = 0.62 f_c' = -36,68 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad P_{se} = (A_s^* 0.70 f_{pu}) n = 411150,82 \text{ Kg}$$

$$\text{Momento por peso propio viga + tablero y diafragmas} \quad M_D = 35258636,36 \text{ Kg cm}$$

$$\Phi M_r > 1.2 M_{cr}$$

10.- PERDIDAS DE PRETENSADO

Se estimarán las pérdidas de pretensado, sobre la base del procedimiento aproximado (AASHTO 9.16 cálculos realizados en el centro de la viga.

Cálculo para elementos postensados

$$\Delta f_s = SH + ES + CR_s + CR_s$$

Donde: SH = Pérdidas por retracción del hormigón
ES = Pérdidas por acortamiento elástico
CRc = Pérdidas por fisuración en el hormigón
CRs = Pérdidas por relajación del acero de pretensado

a) .- Retracción

$$SH = 0.80(1172.10 - 10.34 RH)$$

Donde: RH = Promedio anual de la humedad relativa ambiente en % = 60%

$$SH = 441,36 \text{ Kg/cm}^2$$

b) .- Acortamiento elástico

$$ES = 0.50 [E_s / E_{ci}] f_{cir}$$

f_{cir} = Esfuerzo en el hormigón en el centroide del cable debido a la fuerza de pretensado y carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia.

$$f_{cir} = P_{si} / A_c + P_{si} e / I_b - M_{Db} e / I_b$$

Asumiendo

$n^* = 15\%$ de pérdidas debido al acortamiento elástico y relajación del cable en la transferencia

$$P_{si} = (A^* \cdot 0.70 \cdot f_{pu}) \cdot n^* = 411150,82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{Db} = 16817658,59 \text{ Kg.cm}$$

$$f_{cir} = 125,72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = 250998,01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2,01E+06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$ES = 504,39, \text{ Kg/cm}^2$$

c) .- Fisuración en el hormigón

$$CR_c = 12 f_{cir} - 7f_{cds}$$

f_{cds} = Esfuerzo en el hormigón
en el centroide del cable, debido a las sobre-cargas muertas:
tablero, capa de rodadura, aceras, bordillo y barandado

$$f_{cds} = (M_D - M_{Db}) \cdot e / I_b = 71,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CR_c = 1006,91 \text{ Kg/cm}^2$$

d) .- Relajación del acero de pretensado

$$CR_s = [1379.00 - 0.30 FR - 0.40 ES - 0.20(SH + CR_c)]$$

$$FR = 1041,93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CR_s = 575,01 \text{ Kg/cm}^2$$

Pérdida total del esfuerzo de pretensado

$$\Delta f_s = SH + ES + CR_s + CR_c$$

$$\Delta f_s = 2527,67, \text{ Kg/cm}^2$$

% total de pérdidas :	16%
------------------------------	------------

NOTA.- LA PERDIDA POR RELAJACION DEL ACERO SE COSIDERA MAS ADELANTE
PORQUE DEPENDE DE LA TRAYECTORIA DEL ACERO

11.- VERIFICACION AL CORTE

Altura total de la viga : $h = 190,00$ cm
 Altura efectiva de la viga : $d_p = 180,00$ cm
altura de viga para corte: $d_{pc} = 180,00$ cm

$f_c = 350,00$ Kg/cm²
 $f_y = 4200,00$ Kg/cm²
 $b_w = 18,00$ cm

Coef. Minoración para corte
 Coeficiente de impacto

$\phi = 0,85$
 $I = 0,22$

sección	tipo/carga	Fuerza Cortante (V_u)				
Coordenada	[m] x =	0,00	0,90	2,33	7,60	15,20
simple	peso p. viga	25450,94	22660,63	18227,14	10763,50	0,00
simple	losa + diafr.	23841,33	22504,83	20381,28	12555,33	0,00
compuesta	acera + bor	7119,93	6698,36	6028,52	3559,97	0,00
compuesta	carga viva + l	29028,48	14783,67	14783,67	538,87	-3022,34
excentricidad	[cm] $e_o =$		45,00	48,04	59,26	75,44
inclinación de F	sin $\alpha =$		0,021287	0,021287	0,021287	0,021287

$$V_u = 1.3(V_D + 1.67V_{(LL+I)}) = V_u = 99518,32127 \text{ Kg}$$

V_G = Cortante debido al peso propio + losa (sección simple)

$$V_G = 45165,46 \text{ Kg}$$

ΔV_u = Incremento de cortante último debido a sobrecarga viva y muerta (sección compuesta)

$$\Delta V_u = 40803,22 \text{ Kg}$$

ΔM_u = Incremento de momento último debido a sobrecarga viva y muerta (sección compuesta)

$$\Delta M_u = 2485462,76 \text{ Kg.cm}$$

$$\Delta M_{cr} = (w_{ic} / w_i) [F(e_o - k_s) - M_p] - f_r w_{ic}$$

$$\Delta M_{cr} = 64678196,10 \text{ Kg.cm}$$

$$v_u / \phi = V_u / (\phi b_w d_{pc}) =$$

$$v_u / \phi = 36,14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{ci} = 0.5 / f'_c + [V_G + (\Delta V_u x \Delta M_{cr} / \Delta m_u)] / (b_w d_{pc})$$

$$v_{ci} = 344,62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{cw} = 2.9 \sqrt{f'_c} + 0.3 \sigma_g + V_p / (b_w d_{pc})$$

$$v_{cw} = 31,49 \text{ Kg/cm}^2$$

El valor del esfuerzo de corte en el hormigón es tomado del mayor de:

$$v_{ci} \text{ y } v_{cw}$$

$$v_c = 31,49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = 30,72 > \phi v_c = 26,76 \text{ requiere estribos}$$

Probar con estribos: $\phi = 8$ mm

$$A_v = 0,50 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento entre estribos:

$$S = A_v f_y / [(v_u / \phi - v_c) b_w]$$

$$S = 25,23 \text{ cm}$$

$$V_u = 1.3(V_D + 1.67V_{(LL+H)}) = \quad V_u = \quad \mathbf{90123,38231} \quad \text{Kg}$$

V_G = Cortante debido al peso propio + losa (sección simple)

$$V_G = \quad 38608,42 \quad \text{Kg}$$

ΔV_u = Incremento de cortante último debido a sobrecarga viva y muerta (sección compuesta)

$$\Delta V_u = \quad 39932,44 \quad \text{Kg}$$

ΔM_u = Incremento de momento último debido a sobrecarga viva y muerta (sección compuesta)

$$\Delta M_u = \quad 11246072,77 \quad \text{Kg.cm}$$

$$\Delta M_{cr} = (w_{ic} / w_i) [F(e_o - k_s) - M_p] - f_r w_{ic}$$

$$\Delta M_{cr} = \quad 57135652,61 \quad \text{Kg.cm}$$

$$v_u / \phi = V_u / (\phi b_w d_{pc}) =$$

$$v_u / \phi = \quad 32,72 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$v_{ci} = 0.5 \sqrt{f'_c} + [V_G + (\Delta V_u \times \Delta M_{cr} / \Delta M_u)] / (b_w d_{pc})$$

$$v_{ci} = \quad 77,49 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$v_{cw} = 2.9 \sqrt{f'_c} + 0.3 \sigma_g + V_p / (b_w d_{pc})$$

$$v_{cw} = \quad 31,49 \quad \text{Kg/cm}^2$$

El valor del esfuerzo de corte en el hormigón es tomado del mayor de:

$$v_{ci} \quad \text{y} \quad v_{cw}$$

$$v_c = \quad \mathbf{31,49} \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$v_u = \quad \mathbf{27,82} \quad > \quad \phi v_c = \quad \mathbf{26,76} \quad \text{requiere estribos}$$

Probar con estribos: $\phi = \mathbf{8}$ mm

$$A_v = \mathbf{0,50} \text{ cm}^2$$

Espaciamiento entre estribos:

$$S = A_v f_y / [(v_u / f - v_c) b_w]$$

$$\mathbf{S = 189,60 \quad cm}$$

$$V_u = 1.3(V_D + 1.67V_{(LL+H)}) = \quad V_u = \quad \mathbf{36112,31827} \quad \mathbf{Kg}$$

V_G = Cortante debido al peso propio + losa (sección simple)

$$V_G = \quad 23318,83 \quad \mathbf{Kg}$$

ΔV_u = Incremento de cortante último debido a sobrecarga viva y muerta (sección compuesta)

$$\Delta V_u = \quad 5797,83 \quad \mathbf{Kg}$$

ΔM_u = Incremento de momento último debido a sobrecarga viva y muerta (sección compuesta)

$$\Delta M_u = \quad 35463002,53 \quad \mathbf{Kg.cm}$$

$$\Delta M_{cr} = (w_{ic} / w_i)[F(e_o - k_s) - M_p] - f_r w_{ic}$$

$$\Delta M_{cr} = \quad 39205901,40 \quad \mathbf{Kg.cm}$$

$$v_u / \phi = V_u / (\phi b_w d_{pc}) =$$

$$v_u / \phi = \quad 13,11 \quad \mathbf{Kg/cm^2}$$

$$v_{ci} = 0.5\sqrt{f'_c} + [V_G + (\Delta V_u \Delta M_{cr} / \Delta M_u)] / (b_w d_{pc})$$

$$v_{ci} = \quad 12,13 \quad \mathbf{Kg/cm^2}$$

$$v_{cw} = 2.9\sqrt{f'_c} + 0.3 \sigma_g + V_p / (b_w d_{pc})$$

$$v_{cw} = \quad 31,49 \quad \mathbf{Kg/cm^2}$$

El valor del esfuerzo de corte en el hormigón es tomado del mayor de:

v_{ci} y v_{cw}

$$v_c = \quad \mathbf{12,13} \quad \mathbf{Kg/cm^2}$$

$$v_u = \quad \mathbf{11,15} \quad > \quad \phi v_c = \quad \mathbf{10,31} \quad \text{requiere estribos}$$

Probar con estribos: $\phi = \mathbf{6}$ mm

$$A_v = \quad \mathbf{0,28} \quad \mathbf{cm^2}$$

Espaciamiento entre estribos:

$$S = A_v f_y / [(v_u / f - v_c)b_w]$$

$$S = \quad \mathbf{134,76} \quad \mathbf{cm}$$

12.- DETERMINACION DE LA TRAYECTORIA DEL CABLE

LIMITES DEL NUCLEO

a) Esfuerzos axiales en el eje neutro de la sección neta

$$\text{etapa inicial } \sigma_{gi} = F_i / A_c \qquad \sigma_{gi} = 68,31 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$\text{etapa final : } \sigma_g = F / A_c \qquad \sigma_g = 58,06 \quad \text{Kg/cm}^2$$

b) Límites de la excentricidad

$$k's = \left. \begin{array}{l} k_i [1 - \sigma_{cg} / \sigma_g] = -66,53 \\ k_s [1 - \sigma_{tg} / \sigma_g] = -75,97 \end{array} \right\} \quad k's = -66,53 \quad \text{cm}$$

$$k'i = \left. \begin{array}{l} k_i [1 - \sigma_{ti} / \sigma_{gi}] = 65,62 \\ k_s [1 - \sigma_{ci} / \sigma_{gi}] = 62,89 \end{array} \right\} \quad k'i = 62,89 \quad \text{cm}$$

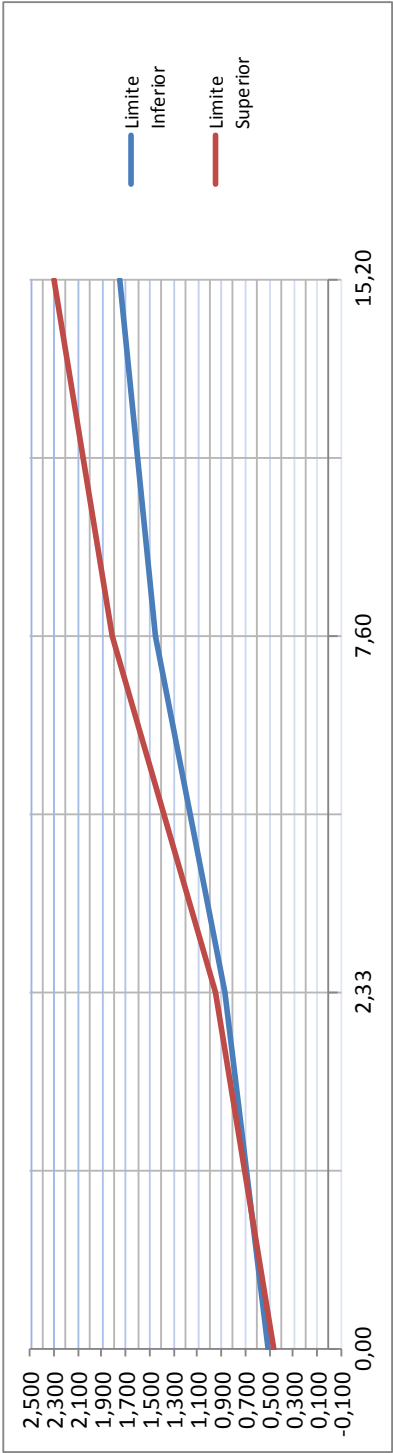
14.- LIMITES DE TRAYECTORIA DE CABLES t=infinito

ESTADO DE SERVICIO T = INFINITO

Yi= 0,92 m
Ys= 0,98 m
Ks= -0,463 m
Ki= 0,514 m

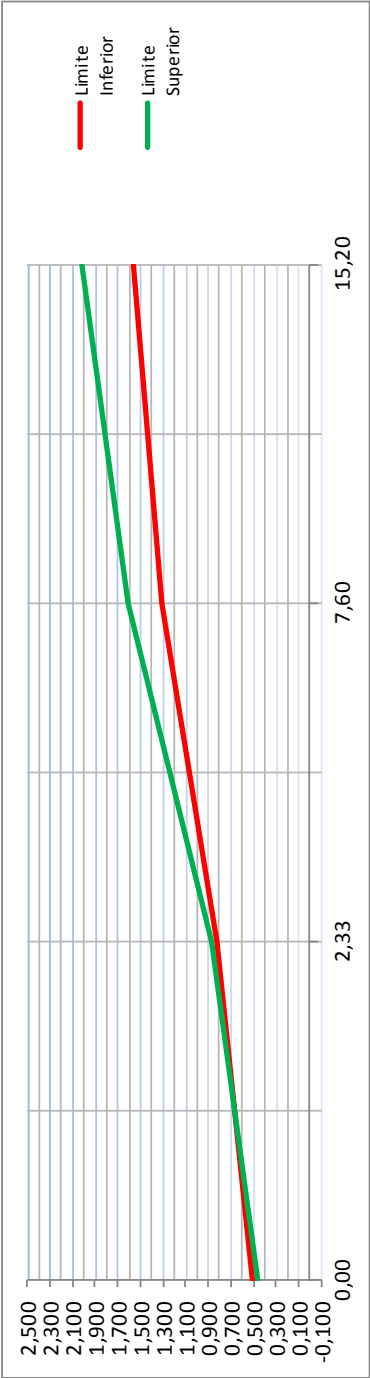
F 328920,65

DIST	Mg	Mp	Cg	Cp	Limite Superior Cs=Cg+Cp-Ks	Limite Inferior Cs=Cg+Ki
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,463	0,514
2,33	117722,26	42628,92	0,36	0,13	0,951	0,872
7,60	306166,24	139047,13	0,93	0,42	1,817	1,445
15,20	406697,86	196329,06	1,24	0,60	2,297	1,751



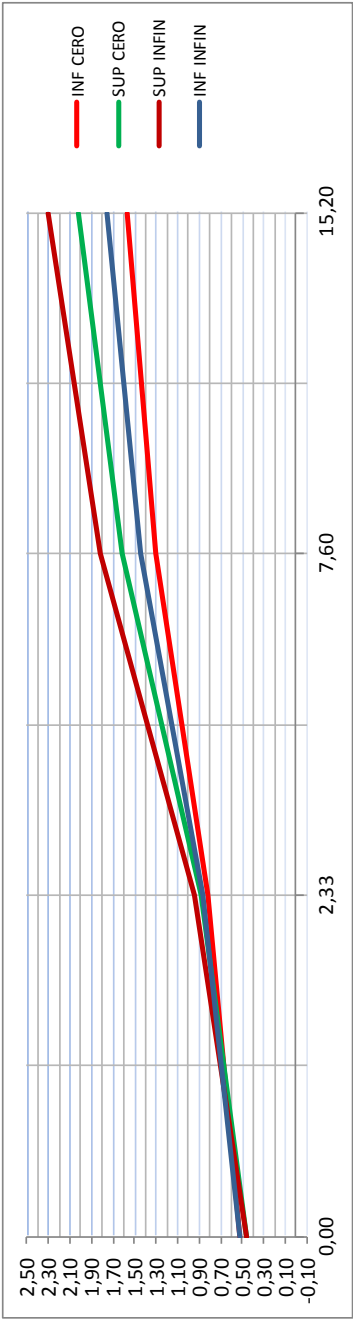
15.- LIMITES DE TRAYECTORIA DE CABLES t = cero

ESTADO DE SERVICIO					T = CERO	
Yi=	0,92 m				Fi 386965,48	
Ys=	0,98 m					
Ks=	-0,76 m					
Ki=	0,42 m					
DIST	Mig	Mp	Cg	Cp	Limite Superior Cs=Cg+Cp-Ks	Limite Inferior Cs=Cg+Ki
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,463	0,514
2,33	117722,26	42628,92	0,30	0,11	0,878	0,819
7,60	306166,24	139047,13	0,79	0,36	1,614	1,306
15,20	406697,86	196329,06	1,05	0,51	2,022	1,565



IMITES DE TRAYECTORIA DE CABLES

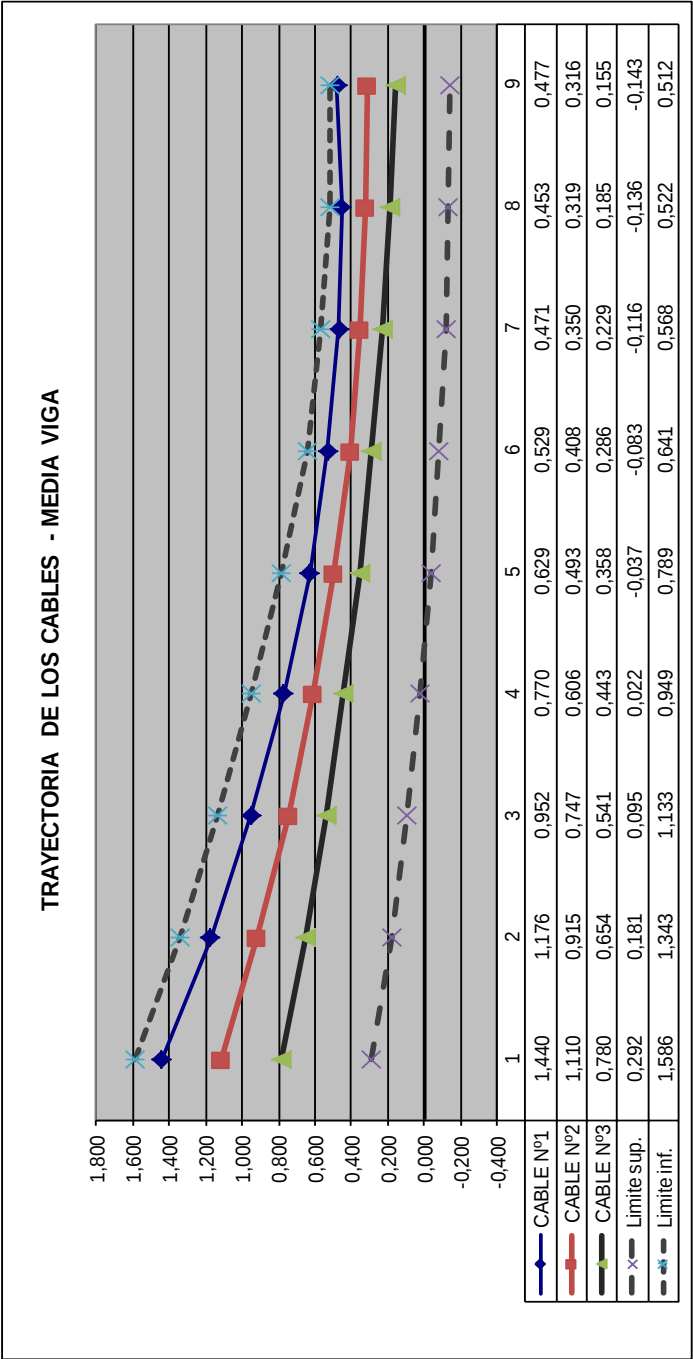
DISTANCIA	SUP INFIN	INF INFIN	SUP CERO	INF CERO
0,00	0,46	0,51	0,46	0,51
2,33	0,95	0,87	0,88	0,82
7,60	1,82	1,45	1,61	1,31
15,20	2,30	1,75	2,02	1,57



COORDENADAS DE LA TRAYECTORIA DE LOS CABLES

ABCISAS EN METROS A PARTIR DE LA BASE DE LA VIGA										
x [m]	0,00	1,90	3,80	5,70	7,60	9,50	11,40	13,30	15,20	
CABLE Nº1	1,440	1,176	0,952	0,770	0,629	0,529	0,471	0,453	0,477	
CABLE Nº2	1,110	0,915	0,747	0,606	0,493	0,408	0,350	0,319	0,316	
CABLE Nº3	0,780	0,654	0,541	0,443	0,358	0,286	0,229	0,185	0,155	
CABLE Nº4	0,440	0,340	0,250	0,170	0,100	0,040	0,000	0,000	0,000	
CABLE Nº5	0,100	0,064	0,040	0,025	0,015	0,008	0,004	0,002	0,001	
CABLE Nº6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
Limite sup.	0,292	0,181	0,095	0,022	-0,037	-0,083	-0,116	-0,136	-0,143	
Limite inf.	1,586	1,343	1,133	0,949	0,789	0,641	0,568	0,522	0,512	

	CABLE N°1	CABLE N°2	CABLE N°3	CABLE N°4	CABLE N°5	CABLE N°6
ALTO	1,440	1,110	0,780	1,275	0,945	1,193
RECUBRIM	0,477	0,316	0,155	0,396	0,235	0,356



16.- RELAJACION DEL ACERO DE PRETENSADO

$$\mu = 0.2500$$

$$K = 0.0049$$

$$T_o = T_x * e^{-(KL + \mu\theta)} \quad (KL + \mu\theta) =$$

Luego:

$$T_o = T_x * e^{-(KL + \mu\theta)}$$

$$I_x =$$

$$I_o =$$

$$FR = T_o - T_x =$$

$$T_x = Fi/Ap$$

Diámetro de un torón

12 mm

Nº de torones

12 unid

Area de un torón

0,987 cm2

0,0000987 m2

Adoptar

3 cables de

12 torones f 1/2 - G270

FUERZA DE PRETENSADO INICIAL

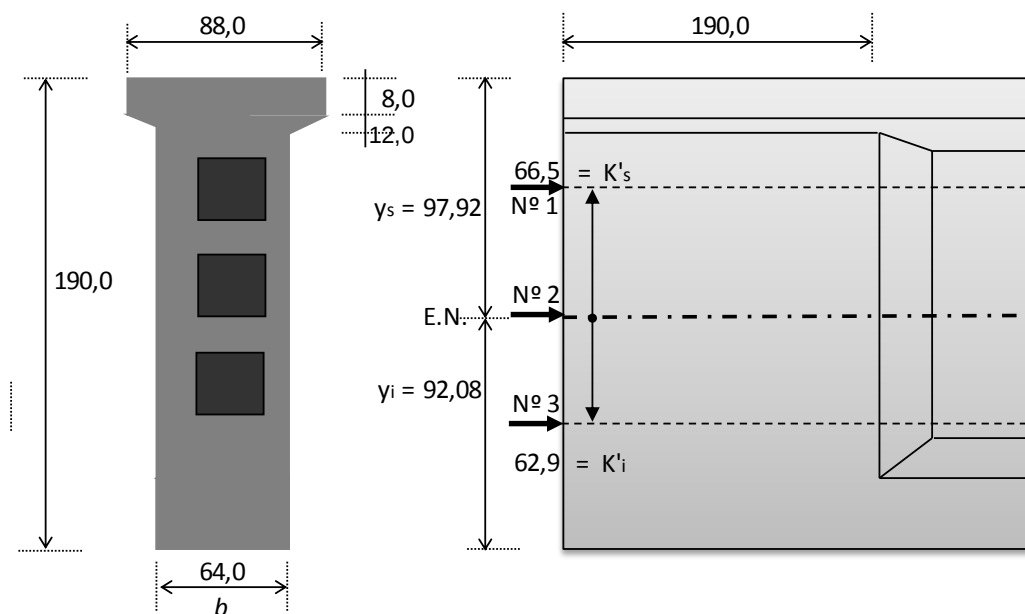
386965,48 kg

		CABLE 1	CABLE 2	CABLE 3	CABLE 4	CABLE 5	CABLE 6
Altura en el extremo (m)		1,440	1,110	0,780	1,275	0,945	0,615
Recubrimiento desde eje		0,477	0,316	0,155	0,396	0,235	0,074
Tx		10890,61903	10890,619	10890,61903	10890,619	10890,619	10890,619
Ordenada extrema		0,963	0,794	0,625	0,879	0,710	0,541
long (m)		30,4	30,4	30,4	30,4	30,4	30,4
Angulo (Rad)		0,063275418	0,05219256	0,041096848	0,05773576	0,04664614	0,03549642
2*Angulo (Rad)		0,126550835	0,10438511	0,082193695	0,11547152	0,09329228	0,07099284
Coefficiente U		0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Coefficiente k		0,0049	0,0049	0,0049	0,0049	0,0049	0,0049
Coefficiente		0,899318784	0,90431613	0,909347087	0,9018132	0,90682747	0,90431613
To		9794,138267	9848,56246	9903,352694	9821,30395	9875,91249	9903,352694
To-Tx		1096,480766	1042,05657	987,2663393	1069,31508	1014,70655	987,2663393

CALCULO DE FR PARA varios CABLES

FR 1	1096,48077 kg/cm2	FR	1041,93456
FR 2	1069,26867 kg/cm2		
FR 3	1041,93456 kg/cm2		
FR 4	1048,77969 kg/cm2		
FR 5	1041,96506 kg/cm2		

16.- DISEÑO DE LA ZONA DE ANCLAJE



Fuerza inicial total de pretensado

$$F_{pc} = 386965,48 \text{ Kg}$$

Cable Nº	Fuerza Pº Kg	Excentricidad referida al EN	Ordenada (y) Referida a la base	Inclinacion [o]x	Proyeccion Hz Fuerza Pº
1	154208,88	66,53	158,61	8,59	152477,28
4	154208,88		126,26	7,45	0,00
6	154208,88		110,08	6,88	0,00
2	154208,88	1,82	93,90	6,30	153276,86
5	154208,88		61,55	5,16	0,00
3	154208,88	62,89	29,20	4,01	153831,22
F_{IR} =					459585,36

ORDENADA ADOPTADA

Cable Nº	Fuerza Pº Kg	Excentricidad referida al EN	Ordenada (y) Referida a la base	Inclinacion [o]x	Proyeccion Hz Fuerza Pº
1	154208,88		1,44	8,59	152477,28
2	154208,88		1,11	6,30	153276,86
3	154208,88		0,78	4,01	153831,22

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION EN LA ZONA DE ANCLAJE

Nº	AREA	di	Ai x di	Ai x di x di	li	(Ix)i
1	704	186,00	130944,00	24355584,00	3754,67	24359338,67
2	144,0	174,00	25056,00	4359744,00	1152,00	4360896,00
3	10880	85	924800,00	78608000,00	26202666,67	104810666,67
	11728		1080800,00			133530901,33

Distancia al eje centroidal desde la fibra inferior: $y_i = 92,16 \text{ cm}$
 Distancia al eje centroidal desde la fibra superior: $y_s = 97,84 \text{ cm}$
 Area neta de la seccion en la zona de anclaje: $A_c = 11728,00 \text{ cm}^2$
 Momento de Inercia de la seccion en la zona de anclaje: $I_g = 33929209,66 \text{ cm}^4$
 Modulo de seccion desde la fibra inferior: $w_i = 368173,36 \text{ cm}^3$
 Modulo de seccion desde la fibra superior: $w_s = 346766,74 \text{ cm}^3$
 Formulas para el cálculo de los momentos debido a los esfuerzos iniciales y a la fuerza de pretensado inicial resultante (F_{iR})

$$M_{\sigma} = (\sigma_i - \sigma_y) \cdot \frac{b \cdot y^2}{3} + \sigma_y \cdot \frac{b \cdot y^2}{2}$$

$$M_F = F_{iR} \cdot (y - e_i)$$

Donde:

σ_i : Esfuerzo inicial de compresion en el hormigón en la fibra superior
 σ_y : Esfuerzo de compresion en el hormigón a una distancia "y" de la base
 b : Ancho de la seccion de la viga en la zona de anclaje
 y : Distancia desde la base de la viga a la fibra en cuestión
 e_i : Distancia desde la base de la viga a la fuerza inicial de pretensado resultante

F_{iR} : Fuerza inicial de pretensado resultante

M_{σ} : Momento debido a los esfuerzos de compresion " σ "

M_F : Momento debido a la fuerza de pretensado " F_{iR} "

CALCULO DE LOS MOMENTOS INTERNOS EN LA ZONA DE ANCLAJE

y_i [cm]	σ_i [Kg/cm ²]	M_{σ} [Ton.m]	M_F [Ton.m]
170,0	36,775	339,92	-349,54
156,9	37,591	293,92	-289,45
143,8	37,913	248,40	-229,37
130,7	38,236	206,46	-169,28
117,7	38,558	168,19	-109,20
104,6	38,880	133,64	-49,11
91,5	39,203	102,89	10,98
78,4	39,525	76,02	71,06
65,4	39,848	53,08	131,15
52,3	40,170	34,16	191,23
39,2	40,492	19,32	251,32
26,1	40,815	8,63	311,41
13,1	41,137	2,17	371,49
0,0	41,459	0,00	431,56

y_i [cm]	σ_i [Kg/cm ²]	M_{σ} [Ton.m]	M_F [Ton.m]
93,9	39,144	108,22	0,01

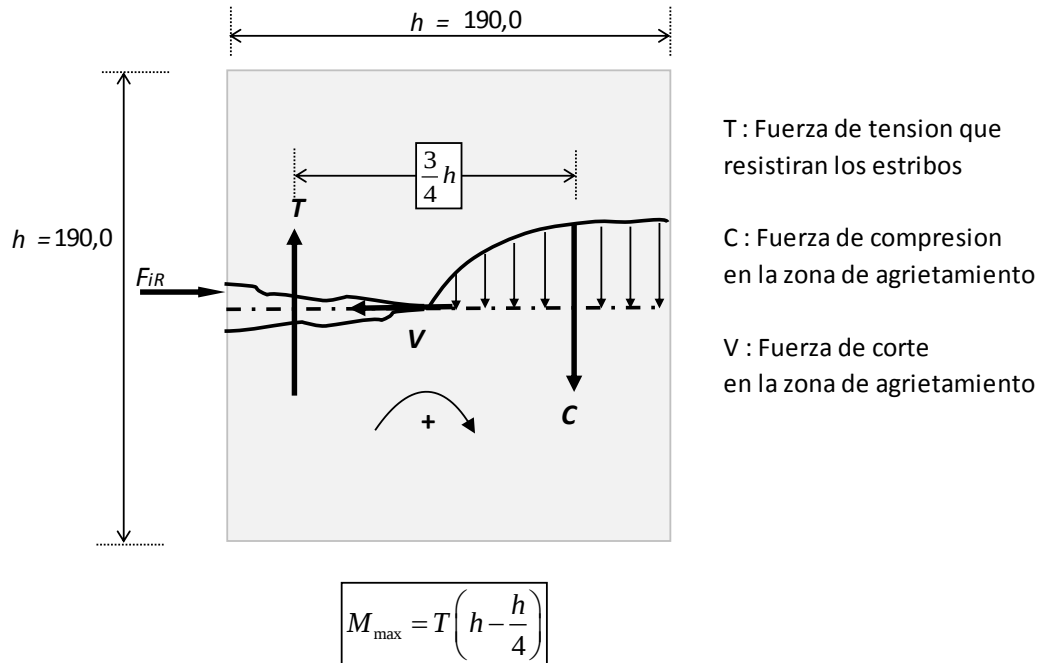
Momento Neto Maximo para diseño en la zona de anclaje

$$M_{max} = 10821663,40 \text{ Kg.cm}$$

$$ESFUERZO = 39,144 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$ESFUERZO = 3,840027118 \text{ (Mpa)}$$

Finalmente, la fuerza de tension "T" por su brazo elastico con respecto a la fuerza resultante en compresion "C" debe ser igual al Momento Neto Maximo (M_{max})



Area de refuerzo por corte en la zona de anclaje

Asumiendo una resistencia al corte del acero de construccion

$$f_{vadm} = 2500 \text{ Kg/cm}^2$$

El area de corte sera:

$$A_v = \frac{T}{f_{vadm}}$$

$$A_v = 30,38 \text{ cm}^2$$

Probando 2 barras de $\phi_v = 16 \text{ mm}$

Usar 8 barras

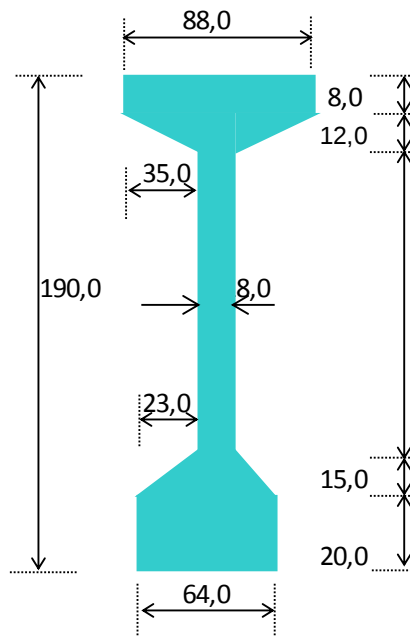
Separacion de estribos en 190,0 cm. de longitud

s = 25 cm

17.- CONTROL DE DEFLECCION

La viga simplemente apoyada sera estudiada en sus estados de servic (AASHTO 9-11-3/2002)

SECCION TRANSVERSAL DE LA VIGA



Longitud de la viga:	L =	30,40 m
Area de la seccion:	Ac =	5665,00 cm ²
Momento de Inercia:	I _g =	26149832,66 cm ⁴
	f _{pe} =	
Resistencia a la comp.:	f' _c =	350,00 Kg/cm ²
Mod. Elasticidad del Hº:	E _c =	280624,30 Kg/cm ²
	E _{ci} =	217370,65 Kg/cm ²
Mod. Elasticidad del cable:	E _{ps} =	2,01E+06 Kg/cm ²
Mod. Elasticidad del acero:	E _s =	2,00E+06 Kg/cm ²
Area del Pretensado:	A _{ps} =	29,72 cm ²
Area de refuerzo conv.:	A _s =	0,00 cm ²
Fuerza de Pº (final):	F =	328920,65 Kg
Fuerza de Pº (inicial):	F _i =	386965,48 Kg
Peso propio viga:	w _g =	1674,40 Kg/m
sobre carga permanente	w _D =	2106,21 Kg/m

Momentos flectores en el centro de la viga

Momento debido al peso propio de la viga:	M _G =	168176,586 Kg.m
Momento debido a la sobrecarga permanente:	M _D =	238521,27 Kg.m
Momento debido a carga viva mas impacto:	M _{L+I} =	196329,06 Kg.m

Excentricidades a partir del eje neutro

En el centro de la viga	e ₁ =	44,39 cm
En el apoyo de la viga:	e ₂ =	-18,92 cm

Hipotesis

La viga esta diseñada para no fisurarse bajo la condicion de carga muerta y para fisurarse bajo el efecto total de la condicion de carga muerta y carga viva. En cada caso se determinara la deflección instantanea

a) Etapa inicial o de transferencia.-

a.1.- Deflección instantanea debido a la fuerza de pretensado inicial

$$\Delta_{iF} = -\frac{F_i \cdot L^2}{8 \cdot E_{ci} \cdot I_g} \left[e_2 + \frac{5}{6} (e_1 - e_2) \right]$$

$$\Delta_{iF} = -2,66 \text{ cm}$$

contraflecha

a.2.- Deflección elástica debido al peso propio de la viga

$$\Delta_{iG} = \frac{5}{384} \frac{w_G \cdot L^4}{E_{ci} \cdot I_g}$$

$$\Delta_{iG} = 3,28 \text{ cm}$$

deflección

a.3.- Deflección instantánea en el momento de la transferencia

$$\Delta_i = \Delta_{iF} + \Delta_{iG} = 0,61 \text{ cm}$$

deflección

b) Etapa final o de servicio.-

b.1.- Deflección debido a la fuerza de pretensado final

$$\Delta_{fF} = -\frac{F \cdot L^2}{8 \cdot E_c \cdot I_g} \left[e_2 + \frac{5}{6} (e_1 - e_2) \right]$$

$$\Delta_{fF} = -1,75 \text{ cm}$$

contraflecha

b.2.- Deflección elástica debido a la sobrecarga permanente

$$\Delta_D = \frac{5}{384} \frac{w_D \cdot L^4}{E_c \cdot I_g}$$

$$\Delta_{fD} = 3,19 \text{ cm}$$

deflección

b.3.- Deflección en puente concluido

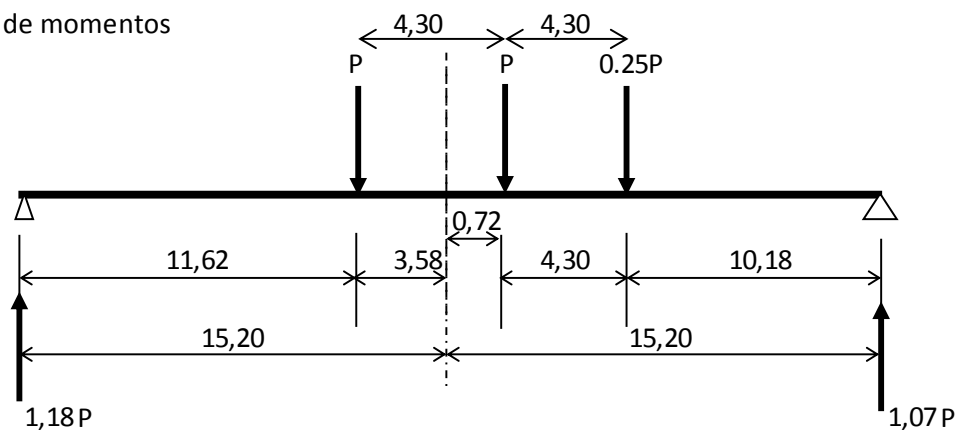
$$\Delta_f = \Delta_{fF} + \Delta_{fD} = 1,44 \text{ cm}$$

deflección

b.4.- Deflección debido a carga viva (Camión HS-20)

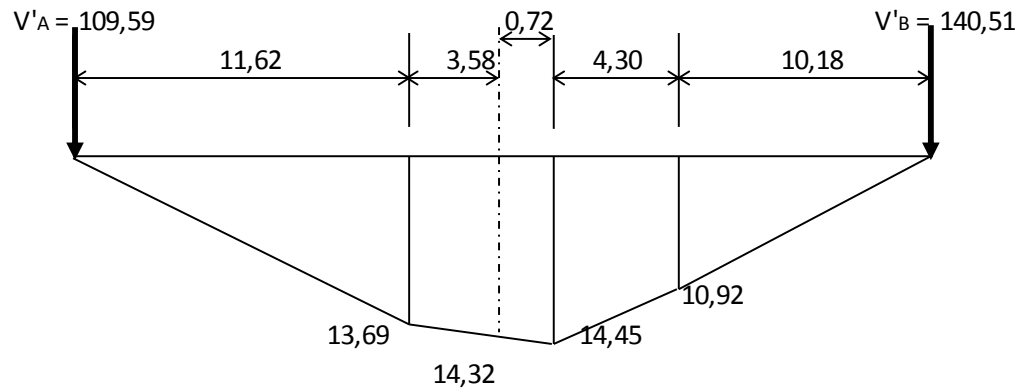
$$P = 7260,00 \text{ Kg}$$

Diagrama de momentos



El valor estimado de la deflección en el centro de la luz para el tren de cargas tipo, se calcula mediante el método de la viga conjugada

Carga elástica y reacciones en la viga conjugada



Momento en el centro de la viga conjugada

Nº	AREA	BRAZO (A)	MOMENTO
0	109,59	15,20	1665,82
1	-79,52	7,45	-592,66
2	-49,00	1,79	-87,70
3	-1,14	1,19	-1,36
TOTAL			984,10

La deflección debido a la carga viva + impacto

$$\Delta_{LL} = 0,97 \text{ cm deflección}$$

DEFLECCION TOTAL

RESUMEN

EN TRANSFERENCIA		EN SERVICIO	
Δ_i [cm]		Δ_f [cm]	
Pretensado inicial	-2,66	Pretensado final	-1,75
Peso Propio	3,28	Peso propio	3,28
		Obra carga permanente	3,19
		Carga viva + impacto	0,97
CONTRAFLECHA:	0,61	DEFLECCION:	5,69

DEFLECCION PERMISIBLE EN SERVICIO (AASHTO 9-11-3/2002)

Deflección permisible debido a las cargas vivas mas impacto

(Instantanea)

$$\Delta_{perm} = \frac{L}{800}$$

3,8 cm	>	0,97 cm	ok!
--------	---	---------	-----

Deflección permisible debido a las cargas permanentes mas pretensado (Diferida)

$$\Delta_{perm} = \frac{L}{360}$$

8,44 cm	>	4,72 cm	ok!
---------	---	---------	-----

18.- RESUMEN DEL DISEÑO

VIGA SIMPLEMENTE APOYADA

1.- Longitud de la viga entre apoyos $L = 30,40$ m

2.- Materiales

Hormigones.-

Utilizar Hormigon tipo P con resistencia a la compresion a los 28 dias:

con $f'_c = 350,00$ Kg/cm²

Cables

Utilizar cable de alta resistencia a la tension, grado :

G-270 con $f_{pu} = 18600$ Kg/cm²

Acero estructural

Utilizar barras corrugadas de acero estructural para refuerzo longitudinal y de co

con $f_y = 4200$ Kg/cm²

3.- Propiedades geometricas

Seccion transversal de la viga

Usar vigas prefabricadas del tipo I segun PCI (Prestressed Concrete Institute)

altura total:	1,90	m
ancho de la base:	0,64	m
ancho del ala:	0,88	m
ancho del alma:	0,18	m
espesor del ala:	0,08	m
espesor de la base:	0,20	m

Cables

Cables de trayectoria anclados en cada extremo de la viga

Número de cables: 3 cables de 12 torones $\phi = 1/2"$

4.- Refuerzo longitudinal

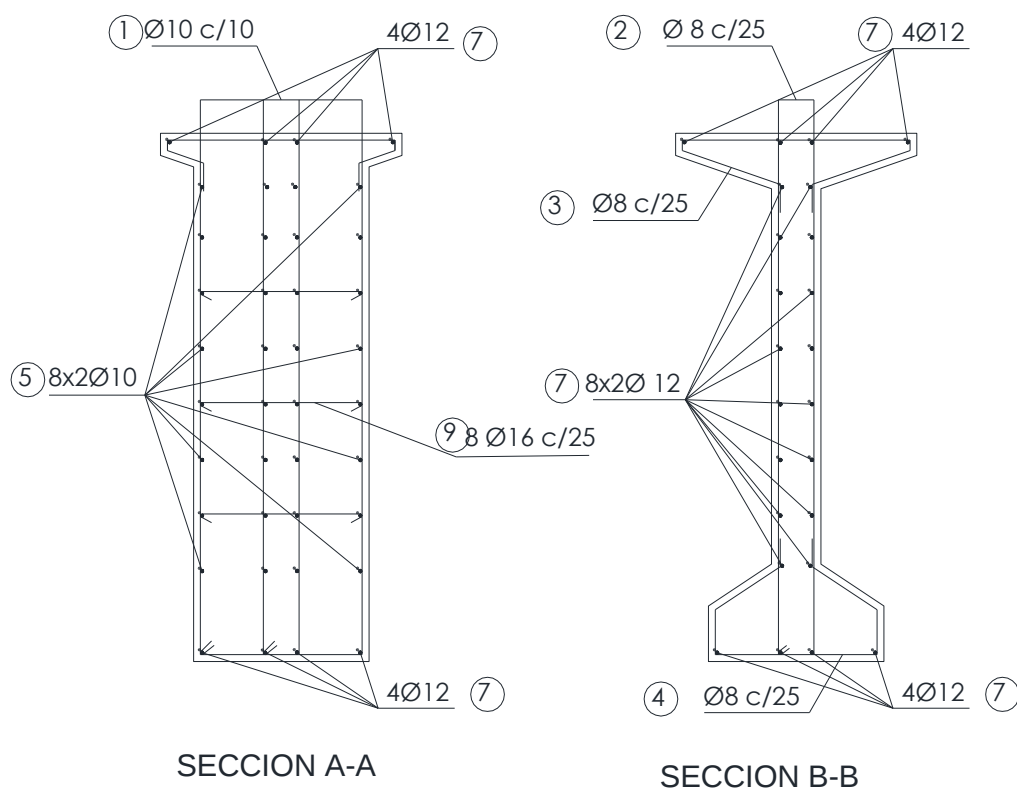
Utilizar 4 barras longitudinales c 12 mm con $L = 30,40$ m en el ala y en cada extremo de la viga

Utilizar 4 barras longitudinales c 12 mm con $L = 30,40$ m en la base de la viga

5.- Refuerzo transversal o de corte

Utilizar estribos cerrados de dos b 8 mm cada 25 cm en toda la viga

Utilizar estribos cerrados de cuatro 16 mm cada 25 cm en zona de anclaje

6.- Detalles del refuerzo**DETALLE ARMADURA viga de 30.4 m**

19.- DISEÑO DE LOS APARATOS DE APOYO**A1.- ANALISIS DE CARGAS**

1.1.-	Peso propio de la viga	25450,94
1.2.-	Sobre carga permanente	32014,40
1.3.-	Carga viva	14794,64
	TOTAL	72259,97
1.4.-	Fuerza Horizontal	3200

Fatiga admisible del pedestal	$\sigma_{adm} =$	100	Kg/cm2
--------------------------------------	------------------	------------	---------------

Area del pedestal $A = 722,60 \text{ cm}^2$

Base rectangular $\Rightarrow r \quad A = a \times b$
 $a < b$
 $a = 27 \text{ cm}$

Espesor de la placa a adoptar	e =	1,3	cm
--------------------------------------	------------	------------	-----------

Verificar que se cumpla: $12 < \frac{a}{e} < 22$

12	<	20,68	<	22
	ok!		ok!	

Fatiga admisible de diseño:

$$\beta_n \leq 0.6 * \frac{a}{e} < 13.2 \text{ MPa}$$

12	<	12,41	<	13,2
	ok!		ok!	

Area requerida $A_{req} = 571,36 \text{ cm}^2$

Ajustando las dimensiones de la placa:

a =	27	cm
b =	21	cm

Dimensiones finales adoptadas	a x b =	30	x	30	cm2
--------------------------------------	----------------	-----------	----------	-----------	------------

A2.- VERIFICACIONES

2.1.- Fatiga media $\beta_m = \frac{N}{a * b} = 8,03$ $< 12,41$
 ok!

2.2.- Distorsion lenta

Tomando el modulo de elasticidad transversal del neopreno $G = 0,90 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{H}{a * b * G} = 0,388$$

0,388	<	0,70
	ok!	

2.3.- Distorsion por cargas instantaneas

$$\mu = \frac{H}{a*b*G} = 0,457 < 1,20$$

ok!

Deformacion horizontal (segun cálculos) : **d = 1,50 cm**

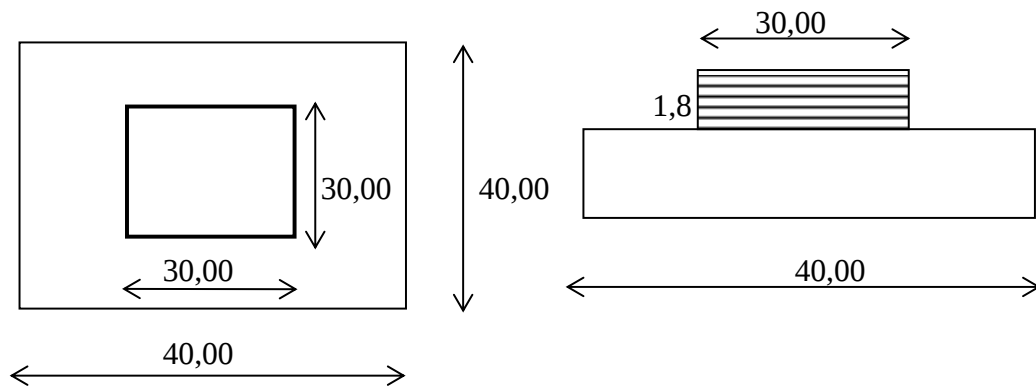
Espesor de la placa de neopreno **h = 1,78 cm**

Conclusion: Adoptar una placa de neopreno simple de e = 18 mm

DIMENSIONES FINALES

Las dimensiones del aparato de apoyo son:

$$\begin{aligned} h &= 1,8 \text{ cm} \\ a &= 30,0 \text{ cm} \\ b &= 30,0 \text{ cm} \end{aligned}$$



20.- PILARES DE H°A°

DATOS RELEVANDES PARA DISEÑO DE PILARES

1.- MATERIALES

PESO ESP H°A°	2500	kg/m3
PESO ESP H°P°	2500	kg/m3
CAPA DE RODADURA	2500	kg/m3

2.- GEOMETRIA DELAS VIGAS (TRAMO 3 VIGAS)

ALTURA		1,9	m					
AREA		0,5665	m2	1,24	m2		2,33	
N° DE VIGAS		3						
LONGITUD		30,4	m					
SEPARACION		2,7	m					
VOL DE VIGA		20,36074909	m3					
ESPESOR DIAFRAGMAS		0,2	m					
			DIAF 1	DIAF 2	DIAF 3	DIAF 4	DIAF 5	
	AREA		6,32	7,62	7,62	7,62	6,32	
	POSICION		0,00	10	20	30	40	
DISTRIB VIGAS TOTAL		5606,86	kg/m					
PESO TOTAL VIGAS		170448,42	kg					
REACCION TOTAL VIGAS		85224,21	kg					

3.- GEOMETRIA DE LA LOSA (TRAMO)

NUMERO DE VIAS	2,00	
ANCHO	7,30	m
LARGO	30,40	m
ESPESOR	0,22	m
DISTRIB DE LOSA	4015	kg/m
PESOTOTAL DE LOSA	122056	kg
REACCION TOTAL DE LOSA	61028	kg

4.- ACERAS Y BARANDADOS (VIGA COMPUESTA)

AREA TRANSVERSAL ACERA	0,233	m2
PESO BARANDADOS	66,75	kg/m
DISTR DE ACERAS	401,67	kg/m
DISTR DE HACER Y BAR	468,42	kg/m
PESO TOTAL HACER Y BARA	14239,87	kg
REACCION TOTAL DE ACE Y	7119,93	kg

5.- TREN DE CARGAS

	eje 1	eje 2	eje 3
CARGA	14520	14520	3630
SEPARACION	0	4,3	8,3
PESO TOTAL	29589,3	kg	
REACCION 2 EJES	29589,28	kg	

6.- RESUMEN DE CARGAS**CARGAS MUERTA**

DISTRIBUIDA	10090,27	kg/m
CM PUNTUAL	306744,28	kg

CARGA VIVA

DISTRIBUIDA	973,33	kg/m
CV PUNTUAL	29589,28	kg
IMPACTO	6488,88	kg

PUNTUAL total

			REACCION		PESO VIGA	
CARGA MUERTA	306744,28	kg	153372	kg	102248	kg
CARGA VIVA	29589,28	kg	14795	kg	9863,1	kg
IMPACTO	6488,88	kg	3244,4	kg	2163	kg
	342822,44		171411		114274	

CARGA total

CARGA MUERTA	10090,27	kg/m
CARGA VIVA	973,33	kg/m
IMPACTO	213,45	kg/m

TOTAL	15099,3	kg
-------	---------	----

	1 VIGA	3 VIGAS	6 VIGAS
Peso propio de la viga SIMPLE	25450,94	76352,80907	152705,6181
Sobre carga permanente TABLERO Y DIAFRA	32014,40	32014,4	64028,8
CM	72027,73	108367,2091	216734,4181
Carga viva	14794,64	29589,27632	29589,27632
CV	14794,64	29589,27632	29589,27632
IMPACTO	3244,44	6488,876385	6488,876385
TOTALES	90066,80	144445,3618	252812,5708

Long del puente/2	15,2	m
Impacto	$I = 15 / (L + 38) = 0,22$	
Altura de viga	1,9	m
Losa ht	0,22	
Peso propio de la estructura	268349,51	Kg
C M	3006,09	KN por viga
	306744,28	Kg
	306744,28	Kg
Fc	1,61	

21.- COMPROBACION DE ACEROS PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

CARGA MUERTA PARCIAL EN CADA VIGA

L =	30,40	m
N viga	3,00	
C m =	102248,09	kg
Wm =	3363,424	kg/m

IMPACTO

∩ imp. =	W HS-20	FI
∩ imp. =	32727	0,22
∩ imp. =	7176,974	Kg

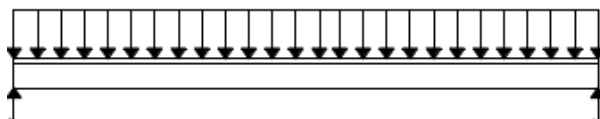
$$W_{cv} = C_{imp} / L$$

$$W_{cv} = 236,0847 \text{ kg/m}$$

FACTORACION DE CARGA MUERTA Y CARGA VIVA

$$V_{total} = 1,3 W_m + 1,67 W_{cv}$$

$$V_{total} = 4766,713 \text{ kg/m}$$



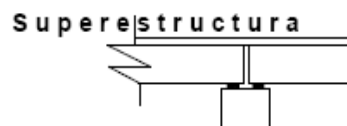
I REACCIONES

$$R_C = 72454,03 \text{ kg}$$

$$R_C = 72,45403 \text{ ton}$$

$$R_{Ct} = 217,3621 \text{ ton}$$

$$\text{Gamma} = 2400 \text{ kg/m}^3$$



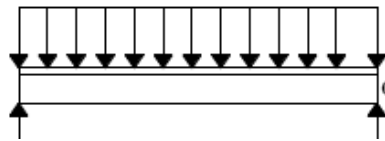
PESO DE LA VIGA DE DISTRIBUCION

Alto 1,65
 Largo 8,1
 Ancho 1,65
 Vol = 22,05225

W Pila = 52925,4 kg
 W Pila = 52,9254 ton

II PESO DE LA SUPERESTRUCTURA

WD = 3363,424 kg/m



RD = 51124,05 kg
 RD = 51,12405 ton

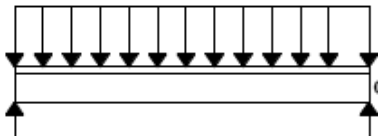
RDct = RD x 3
 RDct = 153,3721 ton

III CARGA MUERTA

'd pila = RDct + W pila
 'd pila = 206,2975 ton

IV CARGA VIVA

WL = 236,0847 Kg/m



R Lc = 3588,487 kg
 R Lc = 3,588487 ton

RLct = R Lc x 3
 RLct = 10,76546 ton

V CARGA TOTAL DE LA VIGA DE DISTRIBUCION

P = 1,3 W dea x 1,67 W live
 Fwdead 1,3 x 206,3

Fwdead 268,1868 ton

Fwlive 1,67 x 10,765

Fwlive 17,97832 ton

P = 286,1651 ton

CARGA AXIAL A COMPRESION (DATOS)

Largo 810 cm
Ancho 165 cm
Rho min 0,001725
P = 217,3621 ton
f'c = 240 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²
subrim = 10 cm
sub Total 20 cm
n = 3
altura 5 m
Fwdead 268,1868 ton
Fwlive 17,97832 ton

1.- CALCULANDO EL AREA DE ACERO As MINIMO SEGÚN EL PORCENTAGE DE ACERO

Rho Mir As / Ag

Ag = 133650 cm²

As = 230,5463 cm²

fc = 85 %f'c kg/cm²

P = fc x (Ag +(n-1) As)

P = 27358663 kg

P = 27358,66 ton

Carga P > Carga Factorada
27359 > 217,36 OK

CANTIDAD DE CARGA QUE ABSORBE EL CONCRETO

PC = 0,85 f'c x (Ag - As)

PC = 27217569 kg

PC = 27217,57 ton

CANTIDAD DE CARGA QUE ABSORBE EL ACERO

$$PS = n * 0,85 f'c * Ac$$

$$PS = 141094,3 \text{ kg}$$

$$PS = 141,0943 \text{ ton}$$

$$PC+PS = 27358,66 \text{ ton} \quad \text{OK}$$

22.- DISEÑO DE LA VIGA DE DISTRIBUCION:

La función de la viga de distribución es estabilizar las vigas laterales, normalmente se la diseña para soportar su propio peso.

Longitud del tramo

$$L = 30 \text{ m}$$

Altura de viga

$$h_d = 1,65 \text{ m}$$

Ancho de viga

$$b = 1,65 \text{ m}$$

Espaciamiento entre vigas

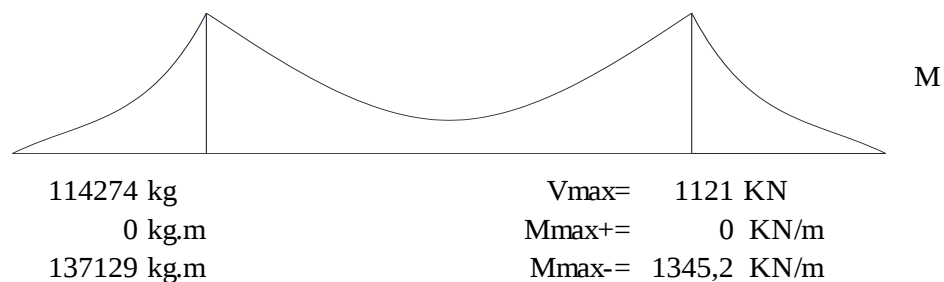
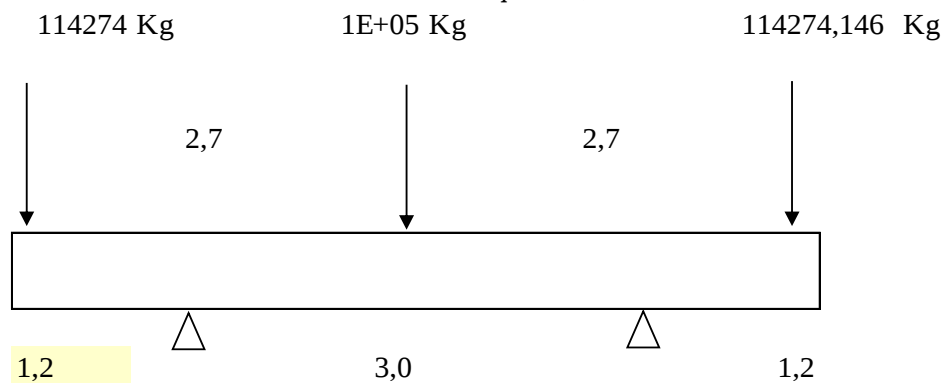
$$S = 6,00 \text{ m}$$

Peso específico del hormigón

$$\gamma_{H^oA} = 25 \text{ KN/m}^3$$

V1 MOMENTOS Y CORTANTES MAXIMOS

$$q = 68,06 \text{ KN/m}$$

**V.2 ARMADURA PARA MOMENTO POSITIVO Y NEGATIVO**

Generalmente en los estribos se coloca solo la armadura mínima, dado que el momento máximo es el negativo se comprobará si la A_{min} es suficiente para resistir este momento.

$$\text{Momento último} \quad M_u = 1,25 * DC = 1682 \text{ KN/m}$$

Calculo de armadura

Momento último:

$$M_U = 1681,54 \text{ [KN*m]}$$

$$M_U = 17141121,88 \text{ [Kg*cm]}$$

Resistencia Característica del Hº:

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia Característica del Acero:

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Recubrimiento lateral:

$$r = 4,0 \text{ cm}$$

Recubrimiento para el canto:

$$r = 4,0 \text{ cm}$$

Ancho de la sección:

$$b = 165 \text{ cm}$$

$$d = h - r - \left(\frac{\phi}{2} \right)$$

Altura

$$h = 165,00 \text{ cm}$$

Diámetro de las barra de acero adoptado

$$\phi = 2,5 \text{ cm}$$

Recubrimiento mínimo

$$r = 4,0 \text{ cm}$$

$$d = 159,8 \text{ cm}$$

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_U}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 4,101 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y}$$

$$A_s = 28,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 89,8 \text{ cm}^2 > A_s = 28,76 \text{ cm}^2$$

$$19 \phi 25 \text{ mm}$$

" Necesitamos 19 barras de diámetro 25 mm en la parte inferior "

En la parte superior se colocara la misma cantidad de hierro

$$19 \phi 22 \text{ mm}$$

V3 ARMADURA DE CORTE**Cortante ultimo**

$$V_u = 1.25 * DC = 1401,3 \text{ KN}$$

Armadura a corte

$$V_U = 1401,29 \text{ [KN/m]}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 159,8 \text{ cm}$$

$$b = 165,0 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} L_c &= 2,4 \text{ m} \\ r &= 4,0 \text{ cm} \\ \emptyset &= 12 \text{ mm} \end{aligned}$$

° Resistencia del Concreto al Cortante (V_C):

$$V_C = 0.53 * \sqrt{f'_C}$$

$$V_C = 7,68 \text{ Kg/cm}^2$$

° Cortante nominal Unitario (V_U):

$$V'_U = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$V_u =$$

Cortante de calculo

$$1401,29 \text{ KN} =$$

$$V_u = 142842,68 \text{ Kg}$$

Altura útil del bordillo

$$d = 159,8 \text{ cm}$$

Coefficiente de seguridad para cortante

$$\phi = 0,85$$

Ancho que soporta el corte

$$b = 165 \text{ cm}$$

Remplazando la formula se obtiene:

$$V'_U = 6,38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V'_U = 6,38 < V_C = 7,68$$

$$[\text{Kg/cm}^2]$$

no necesita estribos

Se debe colocar armadura minima

$$25 \quad \emptyset \quad 12 \text{ mm} \quad \text{C/ } 7 \text{ cm}$$

° Armadura Longitudinal de piel (en ambos paramentos):

$$A_{s_{min}} = 89,84 [\text{cm}^2]$$

$$20 \quad 12 \text{ mm} \quad \text{C/ } 2,5 \text{ cm}$$

" Necesitamos 20 barras de diámetro 12 mm colocados cada 2,5 cm.

PARA PUENTES DOBLE VIA Y TRES VIGAS

$$b = 1,65$$

$$L_{sup.} = 6,45$$

$$L_{sup.} + b = 8,1$$

$$h_1 = 0,825$$

$$h_2 = 0,825$$

$$L_{inf} = 7,85$$

$$\text{BASE } 165 \text{ cm}$$

$$\text{ALTURA } 165 \text{ cm}$$

$$\text{Altura Util } 165 \text{ cm}$$

$$a_{sup} = 12,781$$

$$\text{Area inf} = 12,953$$

$$\text{volumen} = 21,159$$

CUANTIA VIGA

$$179,69 [\text{cm}^2]$$

$$0,017969 \text{ M}^2$$

$$0,145545 \text{ M}^3$$

$$1091,586 \text{ kg}$$

$$51,58949 \text{ kg/m}^3$$

perdidas 20%

$$1309,9 \text{ kg}$$

23.- ZAPATAS

Base cm
 Altura cm

0,49 Kg/cm² **ESFUERZO POR PESO PROPIO**

carga viva					
	L	10,90	y1=	0,717	
	a	4,30	y2=	1,000	
	b	0,000	y3 / 4=	0,109	
	c c	8,60		1,826	
	d	6,60			

REACCIO	108234,46	108234,46	Kg
---------	-----------	-----------	----

Base cm
 Altura cm

0,17 Kg/cm² **ESFUERZO DE CARGA VIVA**

O SOBRE nivel de ZAPATA m

1,38 Kg/cm² **SOBRECARGA DE TERRENO**

2,04

Z.1.1.2.- Fuerza de frenado

Fuerza de Frenado = $0.05 \cdot (= 36,424 \text{ KN} = 3712,9 \text{ Kg}$

Brazo longitudinal hasta la base : 17,22 m

q = 9,35 KN/m Momento 63936,9 kg-m

L = 30,4 m

Cm = 80 KN

n =

Z.1.1.3.- Viento en la Superestructura

Angulo entre la direccion del viento y la perpendicular al eje del puente =
 dicha afirmación se debe al esviaje que presentan dichos elementos

AREA m2	LATERAL Kg	Brazo hasta la Base	M	LONGIT kg	Brazo hasta la Base	M2
28,88	6329,46	14,25	90194,80	853,74	14,25	12165,81
18,77	6544,37	15,90	104055,43	1129,00	15,90	17951,08

Se adopta "vigas maestras para la viga " =

Se adopta "reticulares para el barandado" =

ECHO-VIGA+VIGA DE DISTR+ DADO) 13,30

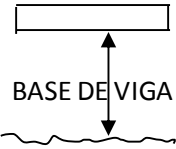
Z.1.1.4.- Viento en la CARGA VIVA

Angulo entre la direccion del viento y la per luce menores a 50m

LONG m2	LATERAL Kg	Brazo hasta la Base		LONGIT kg	Brazo hasta la Base	
15,20	2324,16	17,22	40022,02	929,66	17,22	16008,81

Viento en la infraestructura .- No tomada ya que se tomara en cuenta fuerza de corriente de agua.

Z.1.1.5.- Fuerza de Corriente de Agua

Altura d	5,20 m	ALTURA LECHO - BASE DE VIGA	
Ancho d	1,25 m	5,20 m	
Area ex	6,5 m ²		
Coeficie	0,35 circular		
Velocid	2,2 m/s		
Presion	1,694 KN/m ²		

Presion	3,85385 KN	392,85 Kg
Brazo Transversal hasta la	11,03 m	
Momento	4334,44 Kg-m	

Sumatoria de mon 23.860.668,99 Kg-cm

Sumatoria de mon 11.006.263,12 Kg-cm

mom 1	Base	1050 cm
transv	Altura	600 cm
nom long	Area	630000 cm ²

Inercia tranv 6,07753E+13 cm⁴

Mod trans 1,15763E+11 cm³

Inercia long 1,134E+13 cm⁴

Mod long 37800000000 cm³

Esfuerzo transversales

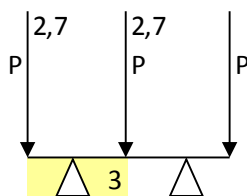
1 0,00021 Kg/cm²

2 0,00021 Kg/cm²

Esfuerzo Longitudinales

3 0,00029 Kg/cm²

4 0,00029 Kg/cm²



Mg=	751,52	Kn-M
Mcv=	193,53	Kn-M
Mu=	1397,135	Kn-M

BASE	160	cm	BASE	30	cm
ALTURA	140	cm	ALTURA	40	cm
Altura Util	133	cm	Altura Util	37,5	cm

MOMENTO=	1397,13	KN-m	MOMENTO=	290,40	KN-m
U=	0,031		U=	0,428	
a/d =	0,031		a/d =	0,622	
As =	28,23	cm2	As =	29,73	cm2
As 20mm=	3,1416		As 20mm=	3,1416	
CANTIDAD	8,986		CANTIDAD	9,463	
CANT ADOP	8,986		CANT ADOP	9,463	

Z.1.1.6.- CALCULO DE ARMADURAS ZAPATA

TRANSVERSAL

Esfuerzo ultimo	1,006	Kg/cm2
BRAZO =	300,00	cm

BASE	1050	cm
ALTURA	120	cm
Altura Util	113	cm

MOMENTO=	5E+07	Kg-cm
	475308	Kg-m
	4662,78	KN-m

U=	0,030	
a/d =	0,030	
As =	153,62	cm2
As 25mm=	4,9088	

CANTIDAD	31,295
CANT ADOP	31,295
SEPARACION	34,659

fs=	420	Mpa
fck=	21,0	Mpa

LONGITUDINAL

Esfuerzo ultimo	1,006	Kg/cm2
BRAZO =	262,50	cm
TRAMO	525,00	cm

BASE	600	cm
ALTURA	120	cm
Altura Util	113	cm

MOMENTO=	0,00	Kg-cm
	0,00	Kg-m
	0,00	KN-m

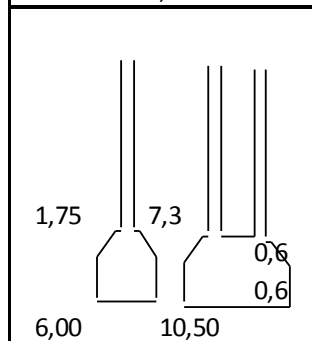
U=	0,030	
a/d =	0,030	
As =	87,78	cm2
As 25mm=	4,9088	

CANTIDAD	17,883
CANT ADOP	17,883
SEPARACION	35,539

rho =	0,0013	
As min=	0,0033	cm2
As min=	0,0028	cm2
rho balanceado=	0,0213	
rho max =	0,0159	
valor con minimos	0,0033	
valor con maximo	0,0013	
rho de aplicacion=	0,0033	
AS de aplicacion	226	cm2
Nº BARRAS O 25mm	46	barras
SEPARACION	13,321	

VOLADO

VOLUMEN DE ZAPATA	
Ancho s	1,75 m
Largo su	7,3 m
AREA SL	12,775 m2
ALTURA SUP=	
Ancho ii	6,00 m
Largo in	10,50 m
AREA IN	63 m2
ALTURA	0,6 m
ALTURA	0,6 m
VOLUMI	60,5325 m3



Esfuerzo ultimo	1,006 Kg/cm2	
BRAZO =	262,50	cm
BASE	600	cm
ALTURA	120	cm
Altura Util	113	cm
MOMENTO=	20794743,99	Kg-cm
	207947,4399	Kg-m
	2039,96	KN-m
U=	0,030	
a/d =	0,030	
As =	87,78	cm2
As 25mm=	4,90875	
CANTIDAD	17,883	
CANT ADOP	17,883	
SEPARACION	35,539	

cuantia zapatas		c/m3
0,03138 M2	2118	KG
0,2824 M3	34,99	K/m3
mayoracion	20%	
2542		KG

Z.1.1.7.- CALCULO A CORTE

LONGITI 262,50 cm

LONGITI 525,00 cm

LONGITI 262,50 cm

Su= 1,006 Kg/cm²

Ancho d 600,00 cm

qu= 604 Kg/cm

60357 kg/m

$$Md = Rb \cdot L3 + Ra \cdot (L3 + L2) - qm \cdot (L1 + L2 + L3)^2 / 2 = 0$$

$$Ra + Rb = qm \cdot (L1 + L2 + L3)$$

$$Ra = qm \cdot (L1 + L2 + L3) - Rb$$

$$Rb \cdot L3 + (qm \cdot (L1 + L2 + L3) - Rb) \cdot (L2 + L3) - qm \cdot (L1 + L2 + L3)^2 / 2 = 0$$

$$Rb \cdot (L3 - (L2 + L3)) = qm \cdot (L1 + L2 + L3)^2 / 2 - qm \cdot (L1 + L2 + L3) \cdot (L2 + L3)$$

qu= 592,10 Kn/m

$$Rb = qm \cdot (L1 + L2 + L3) \cdot (1/2 \cdot (L1 + L2 + L3) - L2 - L3) / (L3 - L2 - L3)$$

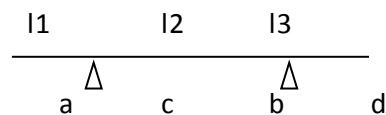
Rb= 3108,52

Ra= 3108,52

L1= 2,63

L2= 5,25

L3= 2,63



Ra= 3108,52 Kn

Ma=1/2*qm*L1^2 -2039,96 Kn-m

Mc=qm*(L1+L2/2)^2/2-Ra*L2/2 0,00 Kn-m

Qa= 1554,26 Kn

Qc= 0,00 Kn

Vc= 520,7331 ton 5108,39 Kn Ok

Z.1.1.8.- CALCULO A PUNZOAMIENTO

d 113 cm

Pu= 124047,18 kg

esf 1,006 kg/cm²

diametr 125 cm

diametr 238 cm

area 44488,09 cm²

perimet 747,70
 Vu 79294,7 kg
 Vu/fi 93287,8 kg
 vc 0,78 Mn/m²
 7,94 Kg/cm²
 Vc=peri 670850,5 kg

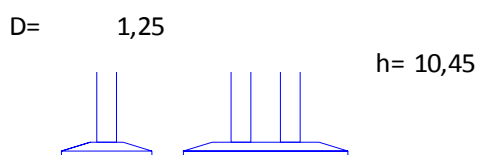
24.- CALCULO DE ARMADURAS BASE DE COLUMNA (ETAPA DE SERVICIO)

altura (diam) 125 cm 49,213 pulg
 AREA= 12271,875 cm² 1902,1 pulg²
 INERCIA 11984252,93 cm⁴
 RADIO DE GIRO 31,25 cm
 LONGITUD EFECTIVA 1776,5 cm Empotramiento alfa=1.7
 ESBELTEZ MECANICA 56,848 COLUMNA INTERMEDIA
 MODULO RESISTENTE 191748,0469 cm³

P ultimo 340323,0887 Kg 739,83 Klb
 Momento ultimo 10000000 Kg-cm 8558,7 Klb-pulg

Pu / Ag 0,39
 Mu / (Ag * h) 0,09
 rho 0,011

Area de acero 20,92 pulg²
 134,99 cm²
 Area acero de 25m 4,91
 CANTIDAD 27,50



VOLUMEN DE COLUMNAS

Diametro 1,25 m
 Area 2 columnas = 2,45 m²
 Largo de columnas 10,45 m

VOLUMEN= 25,65 m³

cuantia	columna	c/m ³
0,0135	m ²	0,14107 m ³
		1057,99 kg
	mayorac	50%
		1586,98 kg

RESUMEN DE VOLUMENES Hº

VIGA DE DISTRIBUCION	21,159	M3	H	1,65 M
COLUMNA	25,648	M3	H	10,45 M
ZAPATA	60,533	M3	H	1,2 M
	107,340	M3		
EXCABACION	510,3	M3	TERR	8,10 M
			LECHO	5,20
ALTURAS (TERR+LECHO-VIGA+VIGA DE DISTR+ DADO)				13,3 M

30.- ESTRIVO-MURO DE CONTENCIÓN DE H°A°
CÁLCULO DE ESTABILIDAD

ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

a=	1,47	m	A1=	1,908	m2
b=	0,73	m	A2=	0,331	m2
c=	0,65	m	A3=	0,621	m2
d=	2,60	m	A4=	0,585	m2
e=	0,35	m	A5=	4,081	m2
f=	0,45	m	A6=	7,267	m2
g=	11,18	m	A7=	0,33	m2
h=	0,66	m	A8=	1,9045	m2
i=	0,66	m			
j=	2,27	m	T1=	0,33075	m2
k=	0,65	m	T2=	21,7119	m2
l=	0,25	m	T3=	5,2	m2
HP=	2,00	m			

ALTURA TOTAL DE ESTRIBO	15,57	13,30	0,350032
BASE TOTAL DE ESTRIBO	5,45		

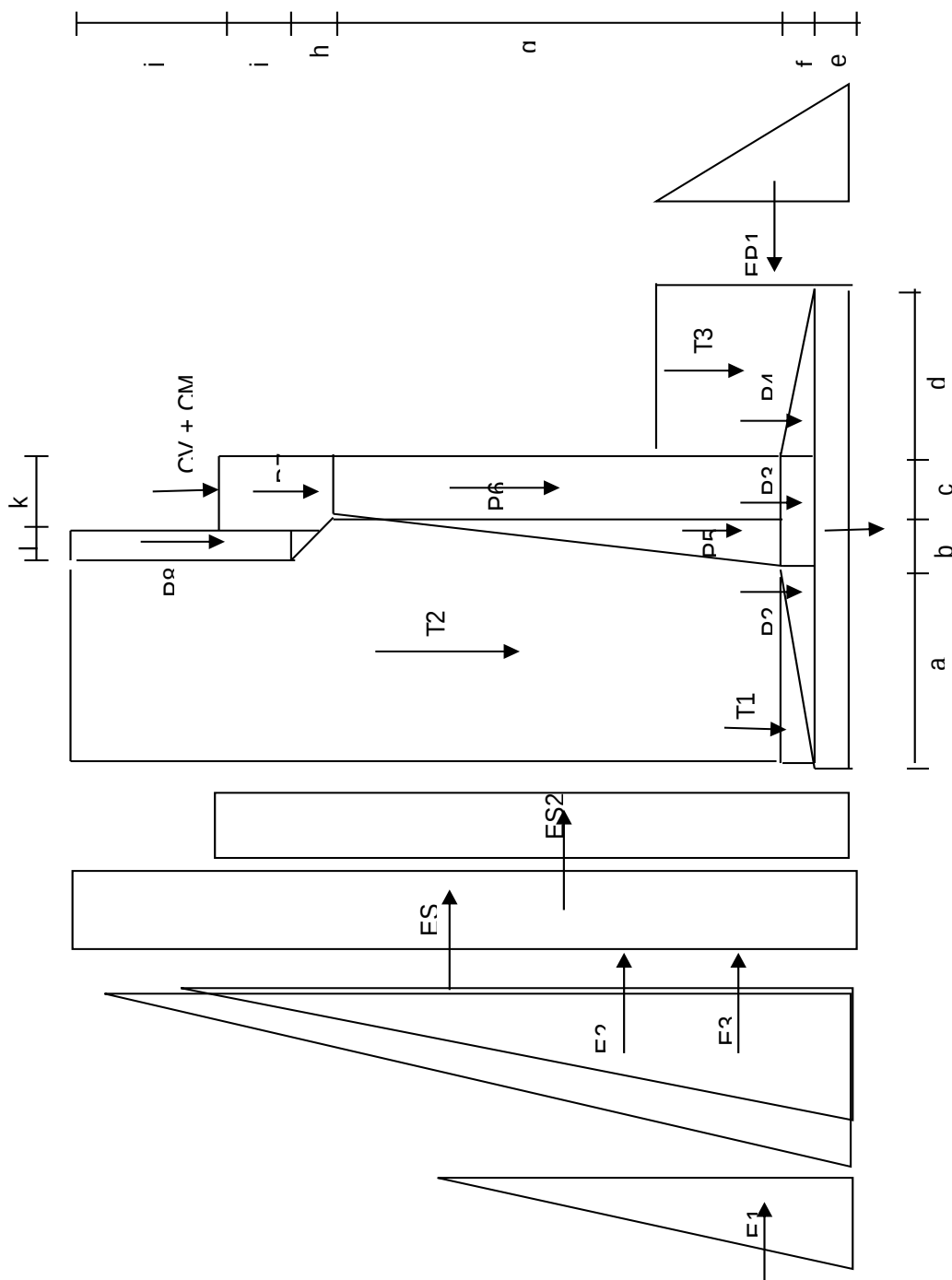
FUERZAS VERTICALES (Ver página Posterior)

Peso base de zapata	P1=	4578,00	Kg/m	X=	2,725
Peso base de zapata	P2=	793,80	Kg/m	X=	4,470
Peso base de zapata	P3=	1490,40	Kg/m	X=	3,290
Peso base de zapata	P4=	1404,00	Kg/m	X=	1,733

Peso cuerpo de estr.	P5=	9793,68 Kg/m	X= 3,493
Peso cuerpo de estr.	P6=	17440,80 Kg/m	X= 2,925
Peso viga de apoyo	P7=	792,00 Kg/m	X= 2,725
Peso pantalla	P8=	4570,80 Kg/m	X= 3,175
		Kg/m	X=
Peso terreno	T1=	595,35 Kg/m	X= 4,960
Peso terreno	T2=	39081,42 Kg/m	X= 4,715
Peso terreno	T3=	9360,00 Kg/m	X= 1,300
Peso Sobre carga	Ps =	1470 Kg/m	X= 4,715
Peso C Muerta	CM=	10031,91 Kg/m	X= 2,725
Peso C. Viva	CV+I=	8581,88 Kg/m	X= 2,725
		109984,03	

FUERZAS HORIZONTALES (ver página Posterior)

EMP. DE TERR. (Etapa Serv)	E2=	72000,20 Kg/m	Y= 5,19
EMP. DE TERR. (Etapa Constr)	E3=	52536,33 Kg/m	Y= 4,43
EMP. DE AGUA	E1=	7575,78 Kg/m	Y= 1,30
EMPUJE DE SOBRECARGA (Et. ES2=		4389,00 Kg/m	Y= 6,65
EMPUJE DE SOBRECARGA (Et. ES1=		5138,10 Kg/m	Y= 7,79
VIENTO CARGA VIVA	Vcv=	175,00 Kg/m	Y= 17,37
VIENTO superestructura	Vse=	340,69 Kg/m	Y= 13,30
Fuerza de Frenado	Fr=	436,82 Kg/m	Y= 17,37
EMPUJE PASIVO	Ep1=	10800 Kg/m	Y= 0,67



ESTADOS DE CARGA PROBABLES
EN ETAPA CONSTRUCTIVA
Peso propio , empuje de agua , de terreno (E2`), de sobrecarga

u =coef friccion suelo gravo-arenoso (Fuente : CIMENTACIONES DE CONCRETO EN EDIFICACIONE

Me=	304898,36 Kg-m	Fz*u=	46463,67	Xg=	3,94
Mv=	271927,49 Kg-m	Emp=	64501,11	R=	77439,45
Fs Volc	1,12	Fs d=	0,00	excentr=	1,21 camino ANALIZAR
				OK	
M [Kg-m]=	-178051,62 kg-m	Area=	54500,00 cm2	RIO=	5,02 kg/cm2
P [Kg] :	77439,45 kg	w=	49504,17 cm2-m	CAMINO=	-2,18 kg/cm2

Peso propio , empuje de agua , de terreno (E2`), de sobrecarga, carga muerta

Me=	332235,31 Kg-m	Fz*u=	55225,29	Xg=	3,61
Mv=	271927,49 Kg-m	Emp=	64501,11	R=	92042,16
Fs Volc	1,22	Fs d=	0,00	excentr=	0,88 camino ANALIZAR
				OK	
M [Kg-m]=	-190507,05 kg-m	Area=	54500,00 cm2	RIO=	5,54 kg/cm2
P [Kg] :	92042,16 kg	w=	49504,17 cm2-m	CAMINO=	-2,16 kg/cm2

Peso propio , empuje de agua , de terreno (E2), de sobrecarga, carga muerta

Me=	346747,60 Kg-m	Fz*u=	54343,29	Xg=	3,83
Mv=	383510,59 Kg-m	Emp=	79575,97	R=	90572,16

Fs Volc	0,90	Fs d=	0,00	excentr=	1,10	camino ANALIZAR
						OK
M [Kg-m]	= -283572,11 kg-m	Area=	54500,00 cm2	RIO=	7,39 kg/cm2	
P [Kg]	= 90572,16 kg	w=	49504,17 cm2-m	CAMINO=	-4,07 kg/cm2	

EN ETAPA DE SERVICIO

Peso propio , empuje de agua , de terreno (E2), de sobrecarga,

carga muerta,VIVA ,FRENADO , VIENTO

Me=	382301,21 Kg-m	Fz*u=	65990,42	Xg=	3,48	
Mv=	386937,77 Kg-m	Emp=	69387,79	R=	109984,03	
Fs Volc	0,99	Fs d=	0,00	excentr=	0,75	camino ANALIZAR
						OK
M [Kg-m]	= -304343,05 kg-m	Area=	54500,00 cm2	RIO=	8,17 kg/cm2	
P [Kg]	= 109984,03 kg	w=	49504,17 cm2-m	CAMINO=	-4,13 kg/cm2	

1.2.3.- DETALLE DE CALCULO DE SOLICITACIONES

ANCHO DE CALCULO = m Se obtiene grafico autocad

Fuerza de frenado

Fuerza de Frenado = $0.05 \cdot (q \cdot L + C) = 36,424 \text{ KN} = 3712,9 \text{ Kg}$

Fuerza de Frenado por metro lineal = Kg/m

q = 9,35 KN/m

$$L = 30,4 \text{ m}$$

$$C_m = 80 \text{ KN}$$

$$n = 2$$

Viento en la Superestructura

Angulo entre la direccion del viento y la perpendicular al eje del puente = 15°
 dicha afirmación se debe al esviaje que presentan dichos elementos

	AREA m2	LATERAL Kg	LONGIT kg	LATERAL Kg/m	LONGIT kg/m
Se adopta "vigas maestras para la viga "	57,76	12658,92	1707,48	12658,92	200,88
Se adopta "reticulares para el barandado	19,76	6888,81	1188,42	6888,81	139,81
				19547,73	340,69

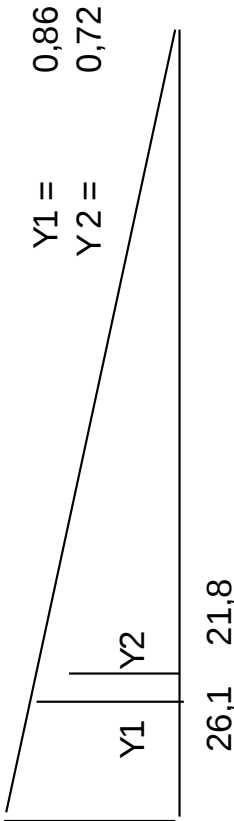
Viento en la CARGA VIVA

Angulo entre la direccion del viento y la perpendicular al eje del puente = 45°

	LONG m2	LATERAL Kg	LONGIT kg	LATERAL Kg/m	LONGIT kg/m
Se adopta "vigas maestras para la viga "	30,40	3098,88	1487,46	3098,88	175,00

Viento en la infraestructura .- No tomada en cuenta por estar los estribos formando parte de la canalizacion de laquebrada

CALCULO DE REACCIONES DE CARGA VIVA



Reaccion maxima =		P1	214,82
Reaccion maxima c/ q eq =	72945,95 kg	P2	298,55
	55215,19 kg	P3	73,52
			586,89

Reaccion por metro lineal = 8581,88 kg/m

1.2.5.- CARGAS

CARGA MUERTA	10031,9081	kg/m
CARGA VIVA	973,331458	kg/m
IMPACTO	213,449881	kg/m
TOTAL	10031,91	kg/m

EMPUJES	
EMPUJE TERRENO (Etapa de servicio)	EMPUJE DE AGUA
Ka= 0,33 H= 15,57 PRES base= 28026,00 kg/m2 E= 72000,20 Kg Y1 = 5,19 m	Ka= 1 H= 3,89 PRES base 3892,5 kg/m2 E= 7575,78 Kg Y1 = 1,30 m
EMPUJE TERRENO (Etapa constructiva)	EMPUJE DE SOBRECARGA (Etapa de servicio)
Ka= 0,33 H= 13,30 PRES base= 23940 kg/m2 E= 52536,33 Kg Y1 = 4,43 m	Ka= 0,33 H= 15,57 PRES base 330 kg/m2 E= 5138,1 Kg Y1 = 7,79 m
EMPUJE pasivo	EMPUJE DE SOBRECARGA (Etapa constructiva)
Ka= 3 H= 2,00 PRES base= 3600 kg/m2 E= 10800 Kg Y1 = 0,67 m	Ka= 0,33 H= 13,30 PRES base 330 kg/m2 E= 4389 Kg Y1 = 6,65 m

CAPÍTULO V

ANÁLISIS COMPARATIVO

5.1. COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS.

5.1.1 RESUMEN DE COSTOS EN DIFERENTES ALTERNATIVAS

5.1.2 COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS DESDE EL PUNTO DE VISTA ECONÓMICO.

5.1.3. COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS DESDE EL PUNTO DE VISTA TÉCNICO.

5.2. SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA MÁS FAVORABLE Y FACTIBLE.

ACTIVIDADES TIPO
LONGITUD DEL PUENTE =182.5 MT TRAMO 26 m

TRABAJOS PRELIMINARES

ITEM	CLA	DESCRIPCION	UNID.	CANTID.	P. UNIT. Bs	P. TOTAL Bs.
1	ACP	ACTIVIDAD : REPLANTEO TOPOGRAF. E INSTAL. FAENAS	Gbl	1	45684,53652	45684,53652
COSTO SUBESTRUCTURA						
ITEM	CLA	DESCRIPCION	UNID.	CANTID.	P. UNIT. Bs	P. TOTAL Bs.
2	SUB	ACTIVIDAD : EXCAV. C/ RETROEXCAVADORA S/AGOTAM.	m3	904,704	43,06440238	38960,53709
3	SUB	ACTIVIDAD : EXCAV. C/ RETROEXC. C/AGOTAM. C/ENTIVADO	m3	3618,816	81,34466349	294371,3697
4	SUB	ACTIVIDAD : H° A° Tipo A fck= 210 kg/cm^2 ZAPATAS	m3	291,885	3772,09963	1101019,301
5	SUB	ACTIVIDAD : H° A° Tipo A fck= 210 kg/cm^2 COLUMNAS	m3	143,8601472	4009,905729	576865,6284
6	SUB	ACTIVIDAD : H° A° Tipo A fck= 210 kg/cm^2 VIGA DE DISTRIB.	m3	119,46	4009,767543	479006,8307
7	SUB	ACTIVIDAD : H° A° Tipo B fck= 180 kg/cm^2 ESTRIBOS	m3	474,16	4159,748016	1972386,119
8	SUB	ACTIVIDAD : RELLENO Y COMPACTADO	m3	3613,614853	101,0804443	365265,795
						4827875,581
COSTO SUPERESTRUCTURA						
ITEM	CLA	DESCRIPCION	UNID.	CANTID.	P. UNIT. Bs	P. TOTAL Bs.
9	SUP	ACTIVIDAD : APOYOS DE NEOPRENO	dm3	441	341,7396731	150707,1959
10	SUP	ACTIVIDAD : VIGA PREESFORZADA	ml	546	3492,196676	1906739,385
11	SUP	ACTIVIDAD : LANZAMIENTO DE VIGAS	Tramo	7	94683,59702	662785,1791
12	SUP	ACTIVIDAD : H° A° Tipo A fck= 210 kg/cm^2 LOSA ACER. DIAFR.	m3	380,24	4405,30871	1675074,584
13	SUP	ACTIVIDAD : JUNTA DE DILATACION	ml	58,4	660,9471572	38599,31398
14	SUP	ACTIVIDAD : BARANDA TIPO P-E ABC	ml	364	592,5806185	215699,3451
15	SUP	ACTIVIDAD : DRENAJE DE CALZADA	ml	48,3	47,64749309	2301,373916
						4651906,377
TRABAJOS FINALES						
ITEM	CLA	DESCRIPCION	UNID.	CANTID.	P. UNIT. Bs	P. TOTAL Bs.
16	ACF	ACTIVIDAD : LIMPIEZA Y RETIRO DE ESCOMBROS	Gbl	1	4069,532175	4069,532175
						9.529.536,03

LONGITUD DEL PUENTE =182.5 MT TRAMO = 26 m

NUMERO DE PILAS = 6 unid

NUMERO DE TRAMOS = 7 unid

RESUMEN DE PRECIOS EN BS

SUBESTRUCTURA **TO TAL 4.827.875,58**

SUPERESTRUCTURA **TO TAL 4.651.906,38**

COSTO SIN TOMAR EN CUENTA EL TRABAJO
PRELIMINAR Y FINAL

TO TAL	9.479.781,96
C/ML	52.086,71

[illegible]

ACTIVIDADES TIPO

LONGITUD DEL PUENTE =182.5 MT TRAMO 30,4 m

TRABAJOS PRELIMINARES

ITEM	CLA	DESCRIPCION	UNID.	CANTID.	P. UNIT. Bs	P. TOTAL Bs.
1	ACP	ACTIVIDAD : REPLANTEO TOPOGRAF. E INSTAL. FAENAS	Gbl	1	45684,53652	45684,53652
		COSTO SUBESTRUCTURA				
ITEM	CLA	DESCRIPCION	UNID.	CANTID.	P. UNIT. Bs	P. TOTAL Bs.
2	SUB	ACTIVIDAD : EXCAV. C/ RETROEXCAVADORA S/AGOTAM.	m3	880,404	43,06440238	37914,07212
3	SUB	ACTIVIDAD : EXCAV. C/ RETROEXC. C/AGOTAM. C/ENTIVADO	m3	3521,616	81,34466349	286464,6684
4	SUB	ACTIVIDAD : H° A° Tipo A fck= 210 kg/cm^2 ZAPATAS	m3	302,6625	3753,230965	1135962,267
5	SUB	ACTIVIDAD : H° A° Tipo A fck= 210 kg/cm^2 COLUMNAS	m3	128,2410938	4006,842274	513841,8357
6	SUB	ACTIVIDAD : H° A° Tipo A fck= 210 kg/cm^2 VIGA DE DISTRIB.	m3	105,7954312	4010,320376	424273,5733
7	SUB	ACTIVIDAD : H° A° Tipo B fck= 180 kg/cm^2 ESTRIBOS	m3	474,16	4159,748016	1972386,119
8	SUB	ACTIVIDAD : RELLENO Y COMPACTADO	m3	3496,956406	101,0804443	353473,9074
						4724316,443
		COSTO SUPERESTRUCTURA				
ITEM	CLA	DESCRIPCION	UNID.	CANTID.	P. UNIT. Bs	P. TOTAL Bs.
9	SUP	ACTIVIDAD : APOYOS DE NEOPRENO	dm3	378	341,7396731	129177,5964
10	SUP	ACTIVIDAD : VIGA PREESFORZADA	ml	547,2	4543,772189	2486352,142
11	SUP	ACTIVIDAD : LANZAMIENTO DE VIGAS	Tramo	6	112051,1298	672306,7786
12	SUP	ACTIVIDAD : H° A° Tipo A fck= 210 kg/cm^2 LOSA ACER. DIAFR.	m3	383,664	4402,106699	1688929,865
13	SUP	ACTIVIDAD : JUNTA DE DILATACION	ml	51,1	660,9471572	33774,39973
14	SUP	ACTIVIDAD : BARANDA TIPO P-E ABC	ml	364,8	592,5806185	216173,4096
15	SUP	ACTIVIDAD : DRENAJE DE CALZADA	ml	49,32	47,64749309	2349,974359
						5229064,165
		TRABAJOS FINALES				
ITEM	CLA	DESCRIPCION	UNID.	CANTID.	P. UNIT. Bs	P. TOTAL Bs.
16	ACF	ACTIVIDAD : LIMPIEZA Y RETIRO DE ESCOMBROS	Gbl	1	4069,532175	4069,532175
						10.003.134,68

LONGITUD DEL PUENTE =182.5 MT TRAMO = 30,4 m

NUMERO DE PILAS = 5 unid

NUMERO DE TRAMOS = 6 unid

RESUMEN DE PRECIOS EN BS

SUBESTRUCTURA TOTAL 4.724.316,44

SUPERESTRUCTURA TOTAL 5.229.064,17

COSTO SIN TOMAR EN CUENTA EL TRABAJO
PRELIMINAR Y FINAL

TOTAL	9.953.380,61
C/ML	54.568,97

[illegible]

ACTIVIDADES TIPO

LONGITUD DEL PUENTE =182.5 MT TRAMO 36,5 m

TRABAJOS PRELIMINARES

DESCRIPCION	UNID.	CANTID.	P. UNIT. Bs	P. TOTAL Bs.
ACTIVIDAD : REPLANTEO TOPOGRAF. E INSTAL. FAENAS	Gbl	1	45684,53652	45684,53652
COSTO SUBESTRUCTURA				
DESCRIPCION	UNID.	CANTID.	P. UNIT. Bs	P. TOTAL Bs.
ACTIVIDAD : EXCAV. C/ RETROEXCAVADORA S/AGOTAM.	m3	833,424	43,06440238	35890,90649
ACTIVIDAD : EXCAV. C/ RETROEXC. C/AGOTAM. C/ENTIVADO	m3	3333,696	81,34466349	271178,3793
ACTIVIDAD : H° A° Tipo A fck= 210 kg/cm^2 ZAPATAS	m3	296,634	3732,844355	1107288,552
ACTIVIDAD : H° A° Tipo A fck= 210 kg/cm^2 COLUMNAS	m3	109,3716624	4009,904527	438569,9242
ACTIVIDAD : H° A° Tipo A fck= 210 kg/cm^2 VIGA DE DISTRIB.	m3	93,2185106	3981,383117	371138,6043
ACTIVIDAD : H° A° Tipo B fck= 180 kg/cm^2 ESTRIBOS	m3	474,16	4159,748016	1972386,119
ACTIVIDAD : RELLENO Y COMPACTADO	m3	3286,954338	101,0804443	332246,805
				4528699,291
COSTO SUPERESTRUCTURA				
DESCRIPCION	UNID.	CANTID.	P. UNIT. Bs	P. TOTAL Bs.
ACTIVIDAD : APOYOS DE NEOPRENO	dm3	315	341,7396731	107647,997
ACTIVIDAD : VIGA PREESFORZADA	ml	547,5	6531,508821	3576001,08
ACTIVIDAD : LANZAMIENTO DE VIGAS	Tramo	5	141148,3997	705741,9983
ACTIVIDAD : H° A° Tipo A fck= 210 kg/cm^2 LOSA ACER. DIAFR.	m3	381,4	4419,676102	1685664,465
ACTIVIDAD : JUNTA DE DILATACION	ml	43,8	660,9471572	28949,48549
ACTIVIDAD : BARANDA TIPO P-E ABC	ml	365	592,5806185	216291,9257
ACTIVIDAD : DRENAJE DE CALZADA	ml	50,25	47,64749309	2394,286528
				6322691,238
TRABAJOS FINALES				
DESCRIPCION	UNID.	CANTID.	P. UNIT. Bs	P. TOTAL Bs.
ACTIVIDAD : LIMPIEZA Y RETIRO DE ESCOMBROS	Gbl	1	4069,532175	4069,532175
				10.901.144,60

LONGITUD DEL PUENTE =182.5 MT TRAMO = 36,5 m

NUMERO DE PILAS = 4 unid

NUMERO DE TRAMOS = 5 unid

RESUMEN DE PRECIOS EN BS

SUBESTRUCTURA TOTAL 4.528.699,29

SUPERESTRUCTURA TOTAL 6.322.691,24

COSTO SIN TOMAR EN CUENTA EL TRABAJO
PRELIMINAR Y FINAL

TOTAL 10.851.390,53

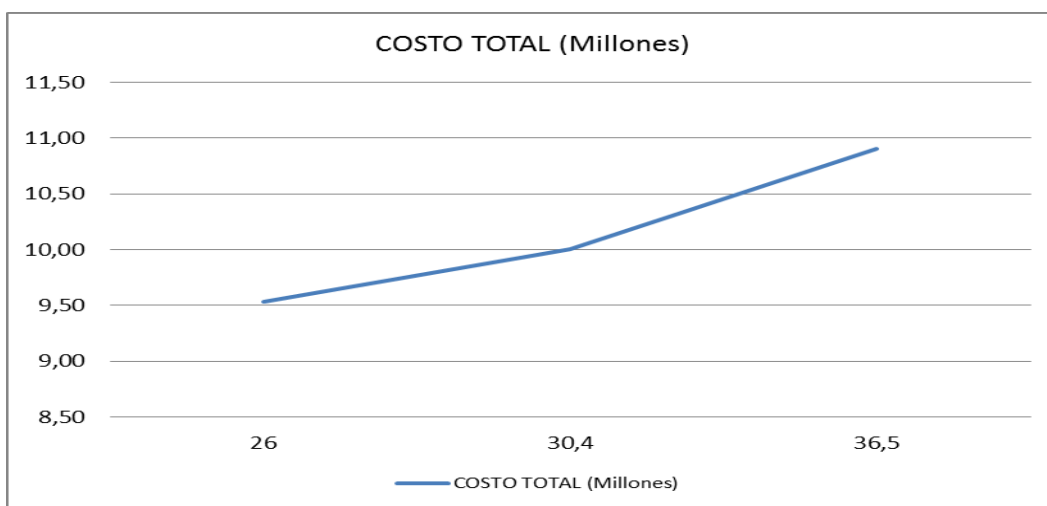
C/ML 59.459,67

5.1.2 COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS DESDE EL PUNTO DE VISTA ECONÓMICO.

Se observa en la tabla que desde el punto de vista económico la elección se daría por la alternativa número tres, el puente de 6 tramos con una luz de 30.4 m. por cada tramo.

	DATOS REALES SEGÚN CALCULOS		
LONGITUD TOTAL (M) 182,5	7 TRAMOS de 26	6 TRAMOS de 30,4	5 TRAMOS de 36,5
COSTO TOTAL (Millones)	9,53	10,00	10,90
SUB ESTRUCTURA	4,83	4,72	4,53
SUPER ESTRUCTURA	4,65	5,23	6,32
RELACION C.TOT./SUB	1,97	2,12	2,41
RELACION C.TOT./SUP	2,05	1,91	1,72
N° APOYOS	6	5	4
N° TRAMOS	7	6	5

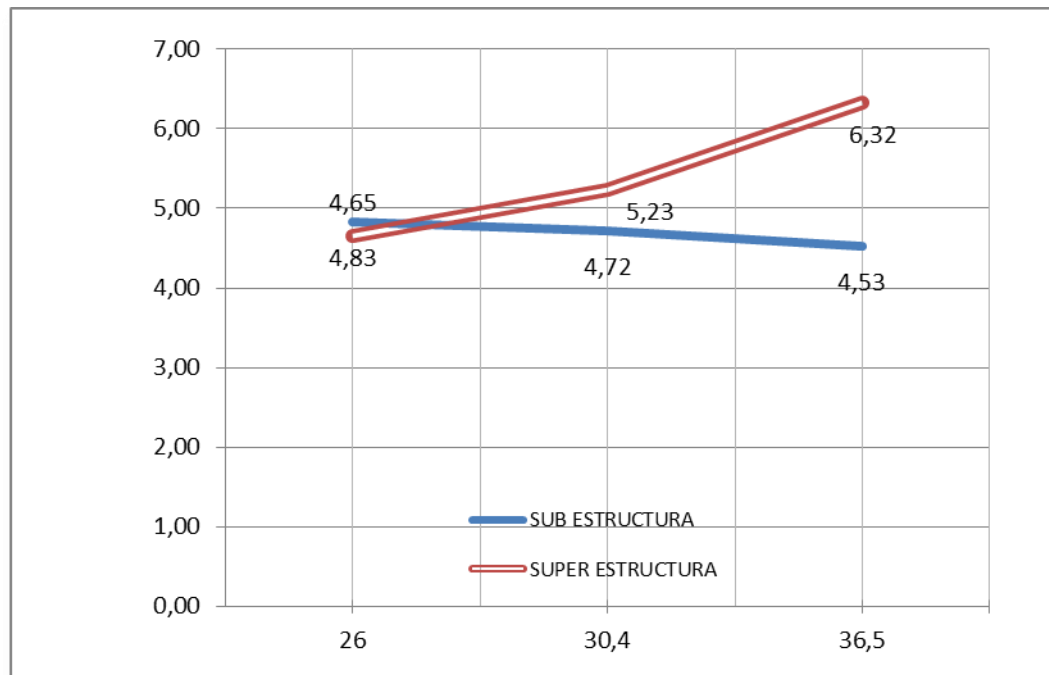
RELACIÓN LONGITUD DE PUENTE VS COSTO TOTAL



En la gráfica se puede observar que a mayor longitud de tramo existe un mayor costo

RELACIÓN LONGITUD DE PUENTE VS COSTO SUBESTRUCTURA

RELACIÓN LONGITUD DE PUENTE VS COSTO SUPERESTRUCTURA



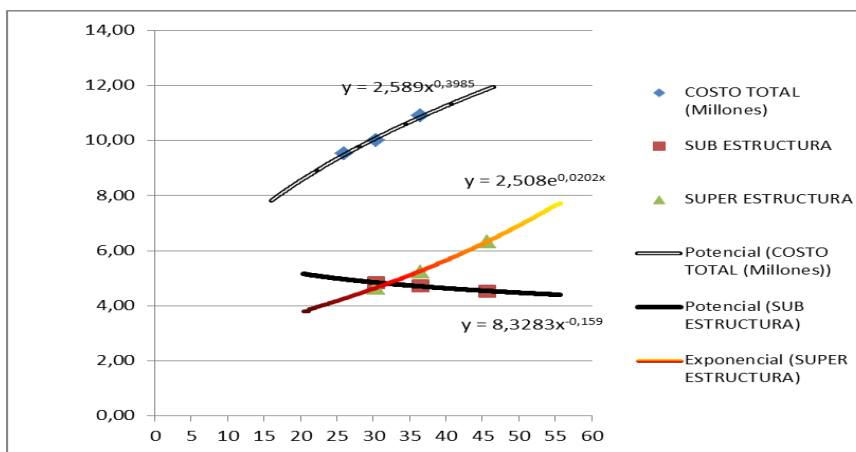
En la gráfica se puede observar que a mayor longitud de tramo existe un mayor costo de superestructura y un menor costo de subestructura, pero se puede notar que el costo de la subestructura baja en tramos más largos, pero el costo de la superestructura va en aumento en mayor proporción en comparación de la subestructura.

También se puede observar que a menor longitud de tramo existe un aumento de costo en la subestructura y una disminución de costo de la superestructura, la elección desde el punto de vista técnico y económico sería el puente de vigas isostáticas de 30.4 mt de largo de 6 tramos y 5 pilares para salvar una longitud total del puente que es igual a 182.5m.

RELACIÓN LONGITUD DE PUENTE VS COSTO TOTAL

RELACIÓN LONGITUD DE PUENTE VS COSTO SUBESTRUCTURA

RELACIÓN LONGITUD DE PUENTE VS COSTO SUPERESTRUCTURA



En la gráfica se puede observar la ecuación que forman los costos versus la longitud del tramo, esta gráfica sirve para estimar el costo con relación a la longitud según la ecuación se pudieron estimar costos para puentes de 45.6 mt, del que obtenemos la estimación del puente de 45m.

DATOS SEGÚN LINEA DE TENDENCIA

	DATOS REALES SEGÚN CALCULOS			DATO EMPIRICO 4,0
LONGITUD TOTAL (M)	6 TRAMOS 30,4	5 TRAMOS 36,5	4 TRAMOS 45,6	3 TRAMOS 60,8
182,5	26	30,4	36,5	45,63
COSTO TOTAL (Millones)	9,53	10,00	10,90	12,18
SUB ESTRUCTURA	4,83	4,72	4,53	4,64
SUPER ESTRUCTURA	4,65	5,23	6,32	7,54
RELACION C.TOT./SUB	1,97	2,12	2,41	2,63
RELACION C.TOT./SUP	2,05	1,91	1,72	1,61
RELACION L/20	1,30	1,52	1,83	2,28
Nº APOYOS	6	5	4	3
Nº TRAMOS	7	6	5	4

5.1.3. COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS DESDE EL PUNTO DE VISTA TÉCNICO.

Conviene recordar que la mayor parte de falla o colapso de un puente radica en la fundación, la subestructura, eso significa que aunque se haya realizado una serie de pruebas y estudios geológicos o suelos, existe más probabilidad de colapso si un puente tiene mayor cantidad de pilares o columnas.

Según la hidrología observamos que a mayor cantidad de columnas o pilares, se reduce el área hidráulica, y como resultado existe un aumento de altura de pilares y por ende un costo mayor en la subestructura, tal como indican los resultados, por tanto técnicamente convendría los tramos más largos teniendo un límite como máximo para puentes de vigas I.

Cuando se diseña un puente nos basamos en la probabilidad de lluvias máximas, tomamos en cuenta el caudal que pasará bajo el puente y de acuerdo a esos datos estimamos la altura del pilar o subestructura, es la base para el diseño de la subestructura, ese es único dato que nos dará como resultado la altura de socavación y altura de agua sobre el terreno, luego obtener la profundidad de fundación de pilas o columnas del puente, como es una probabilidad, hay riesgo, si colocamos mayor cantidad de pilas existiría mayor riesgo, lo más aconsejable técnicamente sería diseñar un puente con tramos largos en lo posible sin incurrir en lo antieconómico, la más eficiente, bajo este concepto técnicamente se elegiría la de 45 mt de longitud de tramo en vigas I.

También es importante notar que si hay una relación de mayor profundidad de fundación entonces existirá un mayor costo de subestructura y esto implica que cuanto menos pilares fundemos, será más económico y técnicamente estará limitado por el largo de tramo de superestructura al máximo aceptable, en este caso lo máximo sería un largo de hasta 45 mt en vigas I, pero en nuestro caso se elige desde el punto de vista técnico-económico.

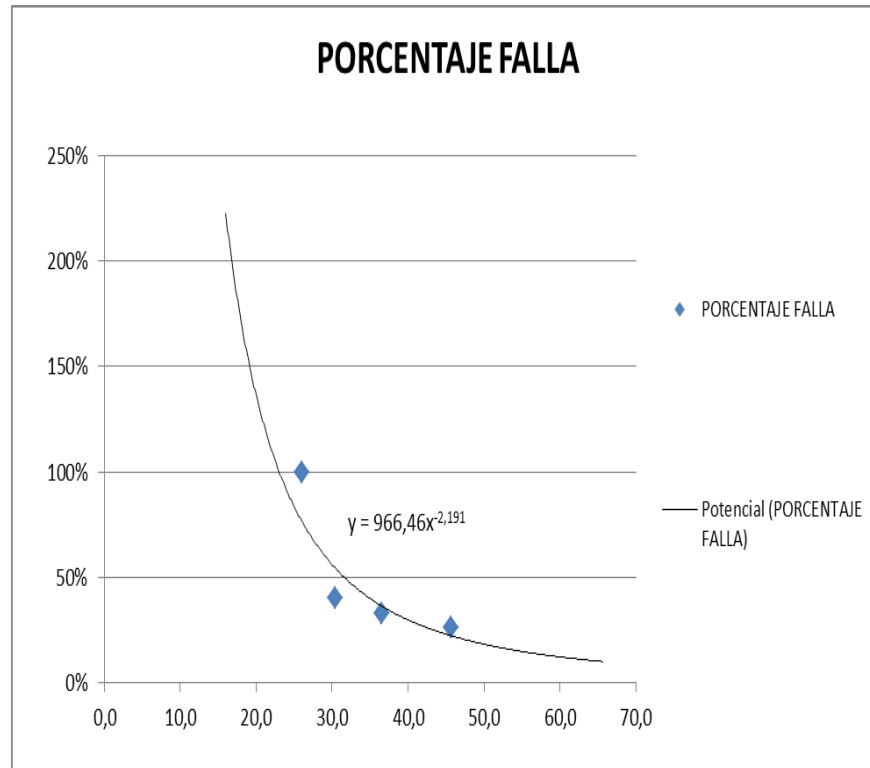
DATOS SEGÚN VALORACION TECNICA (VALORACION EMPIRICA)

	DATOS REALES SEGÚN CALCULOS			DATO EMPIRICO 4,0
LONGITUD TOTAL (M) 182,5	7 TRAMOS de 26	6 TRAMOS de 30,4	5 TRAMOS de 36,5	4 TRAMOS de 45,63
ESTUDIO GEOLOGICO	6,00	6,00	6,00	6,00
ESTUDIO HIDRAULICO	6,00	4,00	3,00	2,00
ESTUDIO DE SUELOS	6,00	4,00	3,00	2,00
ESTUDIO SOCAVACION	6,00	4,00	3,00	2,00
SUBESTRUCTURA	6,00	4,00	3,00	2,00
VALORACION DE FALLA	30,00	22,00	18,00	14,00
PORCENTAGE FALLA	100%	73%	60%	47%

DATOS SEGÚN VALORACION TECNICA (EN PORCENT AGE)

	DATOS REALES SEGÚN CALCULOS			DATO EMPIRICO 4,0
LONGITUD TOTAL (M) 182,5	7 TRAMOS de 26	6 TRAMOS de 30,4	5 TRAMOS de 36,5	4 TRAMOS de 45,63
ESTUDIO GEOLOGICO	20,00	20,00	20,00	20,00
ESTUDIO HIDRAULICO	20,00	13,33	10,00	6,67
ESTUDIO DE SUELOS	20,00	13,33	10,00	6,67
ESTUDIO SOCAVACION	20,00	13,33	10,00	6,67
SUBESTRUCTURA	100,00	73,33	60,00	46,67
VALORACION DE FALLA	3,33	133%	110%	87%
PORCENTAJE FALLA	100%	40%	33%	26%
ELECCION	N/FACT	2,00	1,00	4,00

Según la tabla se indica que a mayores puntos de fundación existe una mayor probabilidad de falla por colapso de fundación.



5.2. SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA MÁS FAVORABLE Y FACTIBLE.

Según los gráficos observamos que las más factibles desde el punto de vista técnico y económico según las condiciones que observamos los rangos de elección están entre los tramos de 30.0 m. y 36.5m., la de 26m. resulta más económica pero tiene dos inconvenientes, primero que la subestructura resulta más caro debido al número de pilas que presenta se reduce su área hidráulica y en época de crecidas, aumenta su socavación, existe más riesgo de colapso.

La selección de la alternativa más favorable y mayor factibilidad a elegir según la valoración técnica y económica sería el puente de tramo igual a 30.4 mt. con tramos iguales.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. EVALUACIÓN DE RESULTADO

Los resultados demuestran en nuestro caso que a menor longitud de tramo existe un aumento de costo de la subestructura, y una disminución de costo de subestructura, esto explica que el precio de la subestructura depende directamente de la cantidad de pilas, mayor cantidad de pilares, mayor costo.

La mayor parte de falla o colapso de un puente radica en la fundación, la subestructura, eso significa que aunque se haya realizado una serie de pruebas y estudios geológicos o suelos, existe más probabilidad de colapso si un puente tiene mayor cantidad de pilares o columnas, lo ideal sería que no existiera pilares, pero al tener una limitante en vigas I estructura de hormigón pretensado, bajo criterio conservador se elige la alternativa realizable en nuestro medio cumpliendo con el diseño tanto técnica y económicamente factible.

Según la hidrología, en nuestro medio se tienen datos pluviométricos que están sujetos al error humano, razón por la cual se obtiene la probabilidad de lluvias máximas o crecidas para cierto periodo de retorno, el caudal que proviene al pasar por debajo de la estructura causa socavación en los pilares y si el área hidráulica es mayor que el esperado puede causar un colapso de un puente.

Observamos que a mayor cantidad de columnas o pilares, se reduce el área hidráulica, y por ende una mayor socavación como resultado existe la probabilidad de colapso, por tanto técnicamente se elegiría los tramos más largos teniendo un límite como máximo para puentes de vigas I, en nuestro caso la viga de 36.5 mt cumple tanto técnicamente y económicamente.

También es importante notar que si hay una relación de mayor profundidad de fundación entonces existirá un mayor costo de subestructura y esto implica que cuanto menos pilares fundemos, será más económico la subestructura, pero aumentará el costo de la superestructura y técnicamente estará limitado por el largo de tramo de superestructura al máximo aceptable, en este caso lo máximo sería un largo de hasta 36.5 mt en vigas I, pero en nuestro caso se elige desde el punto de vista técnico-económico.

Se eligieron tramos iguales por las razones de simetría, para no tener el inconveniente de tener tramos de diferente altura por lo que en tramos iguales se optimiza la sección, se trabajaría con el máximo exigido para tener un solo nivel en vigas de distribución caso contrario el desnivel nos ocasionaría problemas durante la ejecución.

Se pueden realizar puentes de tramos variables pero dependen de la topografía del lugar, pero en nuestro caso tenemos una topografía casi plana por lo tanto sería inviable realizar una construcción de tramos variables.

6.2.- RECOMENDACIONES.

Los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límites previstos en el proyecto, se consideró todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas y también cumplir las exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones, importancia y condiciones ambientales.

Estos puentes se diseñaron teniendo en cuenta los estados límite que se especificó, y cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética.

Se debe tener cuidado al usar las normas de construcción debido a que existen diversos criterios en cuanto a cuantificar la carga viva, algunas normas lo aminoran y otros lo mejoran, por lo tanto en construcción de puentes se debe actuar con equilibrio y prudencia ya que el riesgo de colapso por fuerzas naturales y humanas es mayor debido a cargas vivas que pueden actuar y fuerzas de la naturaleza respectivamente.

Resulta de mucha importancia realizar el estudio geológico para poder fundar la estructura y será un factor determinante en realizar o no, la construcción del puente.

La altura de socavación en ríos es de vital importancia porque incide directamente en el costo de un puente, se debe tener cuidado al analizar, depende de este factor la estabilidad de la estructura.

Esta comparación ayuda al ingeniero calculista a poder establecer una valoración del costo de un puente de estas características y poder tomar en cuenta aspectos que tienen que ver en el diseño.

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS