

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO

DISEÑO DE PUENTES EN VOLADIZOS SUCESIVOS

SANTIAGO JOSE CAMINO TRUJILLO

Tesis de grado presentada como requisito
Para la obtención del título de Ingeniero Civil

Quito

Mayo 2007

INDICE

1.	INTRODUCCION	54
1.1	DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO	54
1.2	DESCRIPCION DE LA ALTERNATIVA ESTRUCTURAL.....	65
1.3	CARACTERISTICAS GENERALES DE LA SECCION TRANSVERSAL	98
2.	MATERIALES.....	1140
2.1	HORMIGON	1140
2.3.1	PROPIEDADES DEL HORMIGÓN EN EL TIEMPO	1140
2.1.2	CONTRACCION DEL HORMIGON	1211
2.1.3	FLUJO PLASTICO	1312
2.3	ACERO DE PRETENSADO.....	1413
2.3	PERDIDAS DE PREESFUERZO	1615
2.3.1	PERDIDA POR CORRIMIENTO DEL ANCLAJE.....	1615
2.3.2	PERDIDA POR ACORTAMIENTO ELASTICO.....	1746
2.3.3	PERDIDAS POR FRICCION.....	1716
2.3.4	PERDIDA POR CONTRACCION DEL HORMIGON	1918
2.3.5	PERDIDAS POR FLUJO PLASTICO DEL HORMIGON	2019
2.3.6	PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO.....	2221
3.	SISTEMAS DE ANCLAJE.....	2221
4.	ANALISIS DE SECCIONES BAJO FLEXION	3130
4.1	ANALISIS DE ESFUERZOS Y ECUACIONES FUNDAMENTALES	3230
4.2	VIGAS CONTINUAS	3634
4.3	DETERMINACIÓN DEL MOMENTO SECUNDARIO DE PRETENSADO.....	3937
5.	LINEAS DE INFLUENCIA Y CARGAS MOVILES.....	4038
6.	DISEÑO DE SECCIONES POR FLEXION	4240
6.1	PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO PARA VIGAS CON TENDONES ADHERIDOS.....	4341
6.2	CAPACIDAD NOMINAL A FLEXION.....	4745
6.3	DUCTILIDAD Y CUANTIAS DE REFUERZO	4745
6.4	PROCESO DE DISEÑO	5149
7.	DISEÑO DE SECCIONES POR CORTE.....	5250
7.1	TEORÍA DE CERCHA DE ANGULO VARIABLE.....	5250
7.4	PROCESO DE DISEÑO USANDO TEORÍA MODIFICADA DE COMPRESIÓN.....	5553
8.	MEMORIA DE CÁLCULO.....	5957
8.1	SECCION TRANSVERSAL.....	6058
8.2	DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	6661
8.3	ANÁLISIS DE ETAPA CONSTRUCTIVA.....	6762
8.3.1	ANÁLISIS DE CARGAS.....	6863
8.3.2	DISEÑO ETAPA CONSTRUCTIVA	7065
8.4	ANALISIS ETAPA DEFINITIVA	7872
8.4.1	ANÁLISIS DE CARGA MUERTA Y CARGAS POSTERIORES.....	7872
8.4.2	ANÁLISIS DE CARGAS MOVILES	8073
8.4.3	CALCULO DE MOMENTOS	8175
8.4.4	CALCULO DE CORTE	8679
8.5	DISEÑO ETAPA DEFINITIVA	9083
8.5.1	DISEÑO SECCIONES DE CABLES.....	10999
8.5.2	DISEÑO DE TABLERO Y LOSA INFERIOR	110400
8.5.3	DISEÑO A FLEXION DE LA SECCION TRANSVERSAL	115404
8.5.4	DISEÑO A CORTE DE LA SECCION TRANSVERSAL.....	116406
9.	ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.....	116406

10.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	120110
	BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	123113
1.	INTRODUCCION	3
1.1	DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO	3
1.2	DESCRIPCION DE LA ALTERNATIVA ESTRUCTURAL	4
1.3	CARACTERISTICAS GENERALES DE LA SECCION TRANSVERSAL	7
2.	MATERIALES	9
2.1	HORMIGON	9
2.3.1	PROPIEDADES DEL HORMIGÓN EN EL TIEMPO	9
2.1.2	CONTRACCION DEL HORMIGON	10
2.1.3	FLUJO PLASTICO	11
2.3	ACERO DE PRETENSADO	12
2.3	PERDIDAS DE PREESFUERZO	14
2.3.1	PERDIDA POR CORRIMIENTO DEL ANCLAJE	14
2.3.2	PERDIDA POR ACORTAMIENTO ELASTICO	15
2.3.3	PERDIDAS POR FRICCION	15
2.3.4	PERDIDA POR CONTRACCION DEL HORMIGON	17
2.3.5	PERDIDAS POR FLUJO PLASTICO DEL HORMIGON	18
2.3.6	PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO	20
3.	SISTEMAS DE ANCLAJE	20
4.	ANALISIS DE SECCIONES BAJO FLEXION	22
4.1	ANALISIS DE ESFUERZOS Y ECUACIONES FUNDAMENTALES	22
4.2	VIGAS CONTINUAS	26
4.3	DETERMINACIÓN DEL MOMENTO SECUNDARIO DE PRETENSADO	29
5.	LÍNEAS DE INFLUENCIA Y CARGAS MÓVILES	30
6.	DISEÑO DE SECCIONES POR FLEXION	32
6.1	PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO PARA VIGAS CON TENDONES ADHERIDOS	33
6.2	CAPACIDAD NOMINAL A FLEXION	37
6.3	DUCTILIDAD Y CUANTIAS DE REFUERZO	37
6.4	PROCESO DE DISEÑO	41
7.	DISEÑO DE SECCIONES POR CORTE	42
7.1	TEORÍA DE CERCHA DE ANGULO VARIABLE	42
7.4	PROCESO DE DISEÑO USANDO TEORÍA MODIFICADA DE COMPRESIÓN	45
8.	MEMORIA DE CÁLCULO	49
8.1	SECCION TRANSVERSAL	50
8.2	DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA	53
8.3	ANÁLISIS DE ETAPA CONSTRUCTIVA	54
8.3.1	ANÁLISIS DE CARGAS	55
8.3.2	DISEÑO ETAPA CONSTRUCTIVA	57
8.4	ANÁLISIS ETAPA DEFINITIVA	64
8.4.1	ANÁLISIS DE CARGA MUERTA Y CARGAS POSTERIORES	64
8.4.2	ANÁLISIS DE CARGAS MÓVILES	65
8.4.3	CÁLCULO DE MOMENTOS	66
8.4.4	CÁLCULO DE CORTE	71
8.5	DISEÑO ETAPA DEFINITIVA	75
8.5.1	DISEÑO SECCIONES DE CABLES	89
8.5.2	DISEÑO DE TABLERO Y LOSA INFERIOR	90
	ANEXO 1: ANALISIS ETAPA CONSTRUCTIVA	
	ANEXO 2: MOMENTOS Y CORTES POR CARGA VIVA	
	ANEXO 3: DISEÑO DE SECCIONES TRANSVERSALES	
	ANEXO 4: PLANOS CONSTRUCTIVOS	

Con formato: Español (Ecuador)

Con formato: Español (Ecuador)

Con formato: Sin subrayado, Color de fuente: Automático, Sin Mayúsculas

Con formato: Sin subrayado, Color de fuente: Automático, Sin Mayúsculas

▲-----▲

▲-----▲

Con formato: Fuente de párrafo predeter., Revisar la ortografía y la gramática

Con formato: Normal, Punto de tabulación: No en 14.99 cm

Con formato: Español (Ecuador), Revisar la ortografía y la gramática

▲-----▲

Con formato: Español (Ecuador)

1. INTRODUCCION

1.1 DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

Para la elaboración de la presente tesis, previa a la obtención del título de ingeniero civil, se ha seleccionado un proyecto real que presente las características que correspondan a la implementación adecuada de este tipo de estructuras. El proyecto escogido fue el puente sobre la quebrada Gualo, ubicado en el corredor periférico oriental (Av. Simón ~~Bolívar~~Bolívar) en el Distrito Metropolitano de la ciudad de Quito, en la República del Ecuador.

Dicho puente fue construido por la Empresa Metropolitana de Obras Públicas, EMOP-Q y la Constructora Concermin La principal característica que presenta esta obra es el de ser un puente en voladizo que posee un apoyo aéreo, lo que implica disponer de metodologías e instrumentos de alta precisión constructiva. Dicho puente está conformado por dos estructuras, con infraestructuras independientes, paralelas entre sí, formando cuatro tramos para una longitud total de 180m. Su cimentación está formada por caissons y pilas de hormigón armado. Su tablero de hormigón se apoya sobre vigas postensadas y de acero dependiendo de la longitud del tramo.

Cada cuerpo del puente está conformado por un tramo central metálico apuntalado de 70 m de luz, sustentado por tornapuntas metálicas compuestas por cuatro columnas metálicas inclinadas formando un triángulo que se une en el claro central para formar dos tramos de 35m cada uno, cuyas 4 vigas principales son metálicas de tipo I. Las vigas tanto del acceso norte como sur son de diferentes materiales dependiendo de su luz libre. En el acceso cuya longitud es 41m se utilizaron 4 vigas metálicas mientras que para el acceso de 24m se optó por vigas postensadas.

Los tableros de ambas estructuras son de 13m de ancho albergando así dos carriles. El tablero se apoya tanto sobre las pilas de hormigón armado como sobre el apoyo aéreo construido mediante un sistema articulado de tornapunta de alta precisión que se cimentan a cada lado de la quebrada.

La idea principal de utilizar el sistema de tornapuntas es de lograr disminuir la luz libre de las vigas metálicas y evitar la construcción de pilas esbeltas que encarecieran la construcción. Utilizando este sistema se logra de manera eficaz transmitir las cargas de la superestructura hacia la cimentación. Este apoyo aéreo se logra con dos sistemas de tornapuntas simplemente articulados en los apoyos y que se unen entre sí mediante cabezales empernados y soldados sobre los cuales se apoyan las vigas. Debido a la

diferencia de cotas de cimentación cada elemento estructural que conforma la tornapunta es de diferente longitud lo que demanda una mayor precisión tanto en la construcción como en la etapa de diseño. Una vez que todos los elementos se encuentran fabricados se procede a un riguroso proceso de control de calidad que busca micro fisuras en el acero y comprobar que todas las medidas sean las especificadas en los planos constructivos a fin de evitar procesos innecesarios y altamente costosos en obra.

Una vez en obra, dichos elementos proceden a ser colocados en sus posiciones establecidas para lo cual se requiere el montaje de equipo especial que permita tesar las columnas desde cada lado de la quebrada. Para este proceso se utilizaron teleféricos y cables de alta resistencia anclados subterráneamente. La soldadura es de vital importancia en esta etapa ya que debe ser realizada por gente altamente calificada a fin de asegurar los supuestos de diseño.

Terminada esta etapa se continúa con el lanzamiento de las vigas metálicas para lo cual se requiere de grúas de alta capacidad de carga (300T). Con las vigas ya en su sitio se procede a la elaboración del encofrado del tablero que debe cumplir con las medidas adecuadas para obtener la cota final de proyecto en cada sección.

1.2 DESCRIPCION DE LA ALTERNATIVA ESTRUCTURAL

Una vez analizados los principales aspectos estructurales que involucraron la construcción de este tipo de puente se analizará las ventajas que tienen los puentes construidos con el método de voladizos sucesivos y por que es aplicable en esta situación.

La tecnología de este tipo de puentes es mundialmente conocida y aplicada por sus enormes ventajas que presenta en comparación con otro tipo de estructuras. Su principal material es el hormigón postensado que es un hormigón de alta resistencia en combinación con cables de iguales características y acero de refuerzo de resistencia normal. La utilización de cables pretende anular las tensiones que se producen en el hormigón por la acción de las cargas muertas y vivas que actúan sobre la estructura y así incrementar en gran medida la capacidad nominal de la sección gracias a que se trabaja con una sección no fisurada a diferencia del hormigón armado.

El término voladizos sucesivos explica en gran medida el proceso constructivo de estas estructuras. Consta de dos etapas fundamentales que son la de lanzamiento hasta unirse y formar una sola estructura hiperestática, etapa a la que se la conoce como etapa de

puente terminado. La etapa de lanzamiento forma básicamente una viga en cantiliver que crece a medida que se funden las siguientes secciones y en consecuencia su momento de desbalanceo transmitido a la columna también aumenta. Para la fundición de cada dovela se utiliza un encofrado móvil que se adapta a la altura de la sección tal como se puede observar en la siguiente fotografía que corresponde a un puente en Alemania.



Otro sistema aparte de fundir las secciones en sitio es prefabricarlas. Este método permite agilizar el proceso constructivo ya que no se requiere esperar a que el hormigón alcance una resistencia adecuada para poderlo someter a cargas. Este sistema es de gran utilidad donde la altura de izamiento es accesible por medio de una grúa y donde un medio puede transportar las secciones. Ejemplos típicos de este sistema son los puentes sobre mares o ríos donde se puede transportar las dovelas en barcazas.

Esta fotografía corresponde a un puente en la ciudad de Dallas, USA.



Con cada sección prefabricada o dovela fundida se procede a tesar los cables que deben soportar los momentos máximos producidos en los apoyos y en cada sección, por lo tanto su trazado óptimo es el de un cable recto. Como se mencionó anteriormente, el diseño que se obtenga para la etapa de lanzamiento debe ser compatible con la etapa de puente en servicio, por lo que el trazado de los cables deberá satisfacer adecuadamente los esfuerzos producidos en ambas etapas. Se puede optar por un trazado recto o uno que presente un descenso de cable para su respectivo anclaje en el alma. La ventaja del primer trazado es que reduce notablemente las pérdidas por fricción mientras que el otro tiene la ventaja de contribuir con la resistencia a cortante.

Para cubrir los momentos positivos en el tramo central se utiliza cables inferiores que se los tesa una vez que todas las secciones han sido colocadas. Sus anclajes se los construye en la parte inferior de la sección.

Como se puede ver en la fotografía anterior se construyen llaves de corte a manera de dientes en las juntas que permiten transmitir el corte de manera adecuada.

Debido a las diferentes edades de cada sección el cálculo de deformaciones es un asunto complejo pero que definitivamente se lo debe considerar para llegar con la cota de proyecto en su dovela de cierre.

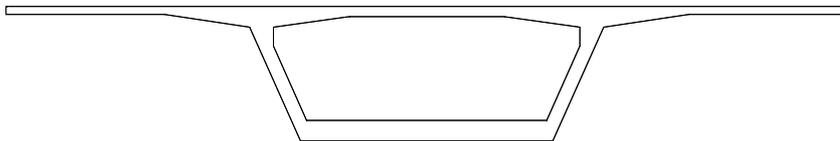
Hoy en día existen diferentes tipos de tecnología para los anclajes con ventajas características que se adaptan a cada concepción estructural.

Una de las características muy ventajosas de este tipo de estructuras y en general de estructuras de hormigón que están expuestas a la intemperie es su bajo costo de mantenimiento en comparación con las estructuras metálicas. Si se garantiza un

adecuado proceso constructivo, especialmente de inyección de los ductos y sellado de las juntas, se puede estar seguro de que el acero tanto pretensado como normal no estarán expuestos a pequeñas infiltraciones que puedan debilitarlos.

1.3 CARACTERISTICAS GENERALES DE LA SECCION TRANSVERSAL.

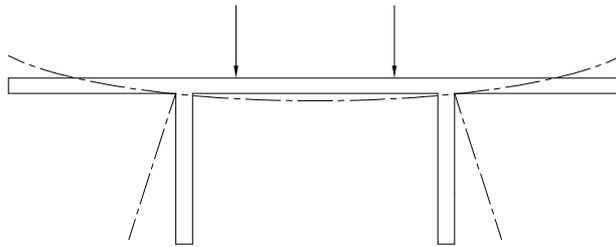
La sección adoptada para este tipo de estructuras es una sección tipo cajón como se muestra a continuación:



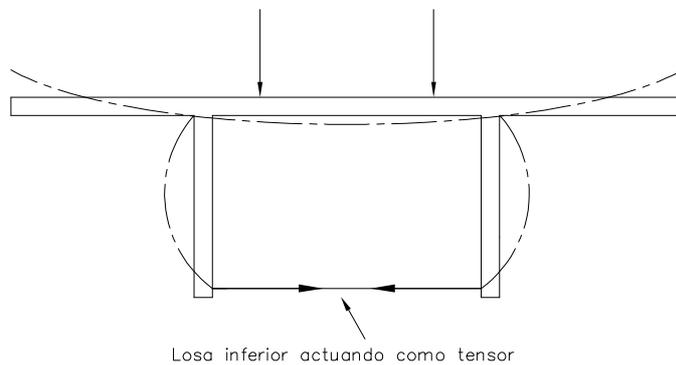
Como se observa esta sección cuenta con secciones acarteladas en las inmediaciones de las almas lo que permite no solamente colocar los anclajes sino que genera un mejor empotramiento de la losa en voladizo. Este tipo de secciones es muy favorable por las siguientes razones:

- La presencia de una losa inferior permite tener una mejor distribución de los esfuerzos de compresión a diferencia de las secciones abiertas. Esto hace de esta sección menos dependiente de la calidad del hormigón (sin querer decir con esto que la calidad del hormigón debe ser óptima) debido a su mayor área existente para resistir este tipo de esfuerzos.
- La rigidez a torsión de las secciones cajón es mucho mayor que el de secciones abiertas lo que permite limitar las deformaciones bajo cargas excéntricas. Esta característica es la que permite aumentar la longitud del volado del tablero y concebir pilas mucho más esbeltas. Para esto es importante diseñar diafragmas en dichas dovelas de apoyo. La rigidez a flexión también es mayor y combinada con un adecuado acartelamiento longitudinal permite reducir el peso y en consecuencia reducir las deformaciones.
- Estéticamente este tipo de secciones es muy agradable a la vista y se logran pilas esbeltas que definitivamente embellecen el paisaje de una ciudad.

- Ante cargas vivas una sección abierta se deforma como se ve en la figura, lo que obliga a colocar diafragmas o rigidizadores transversales cada cierta longitud para controlar estas deformaciones y dar mayor rigidez transversal.

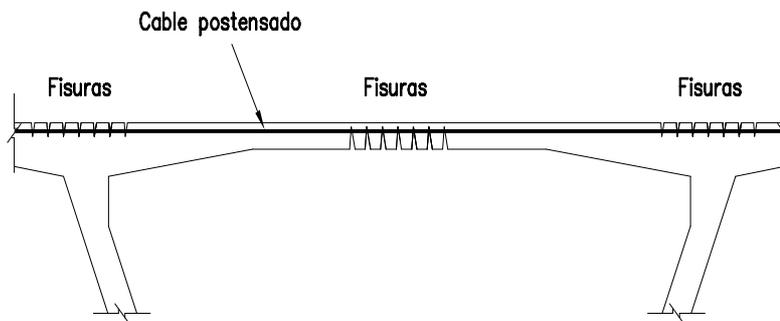


- En contraste una sección cajón presenta la siguiente deformación donde se nota claramente la influencia de la losa inferior que actúa como un tensor inferior.



- La presencia de cartelas en la losa superior mejora su desempeño a flexión y a corte por el conocido hecho de que una sección variable disminuye los momentos positivos e incrementa los negativos en los apoyos, teniendo esto una ventaja enorme ya que las deflexiones en el centro se disminuyen debido al decremento del valor del momento. Esta disminución de momentos conlleva a una reducción de acero de refuerzo lo que conlleva a disminuir el peso propio de la estructura y ayuda a un mejor hormigonado. Por otra parte, la norma indica que a la losa superior también se le debe aplicar cables de pretensado transversal para evitar problemas de figuración y conservar de mejor manera el proyecto.

Este cable no solo ayuda al control de figuraciones, sino que también incrementa la rigidez a flexión de la losa. En la siguiente figura se ilustra la idea..



2. MATERIALES

2.1 HORMIGON

Las propiedades del hormigón a la compresión son muy conocidas por todos y no será necesario enumerarlas nuevamente, simplemente se dirá que se requiere de un hormigón con una resistencia a la compresión $f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2}$ medida a los 28 días. Esto es especialmente deseable en este tipo de puentes ya que se obtiene un mejor aprovechamiento de la sección transversal sin requerir incrementar sus dimensiones. La fabricación de la mezcla debe seguir rigurosos parámetros de calidad así mismo como su proceso de curado para que alcance su resistencia especificada al momento de tensar los cables. Las propiedades que se describirán a continuación son las características del hormigón en el tiempo que son sumamente influyentes, ya que de ellas dependen parámetros como la pérdida de preesfuerzo y deflexiones.

2.3.1 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN EN EL TIEMPO

El hormigón es un material cuya resistencia aumenta en el tiempo alcanzando su resistencia de diseño a los 28 días pero incrementándose de manera asintótica en el tiempo, es decir, parecería ser que el hormigón jamás se seca por completo. Estas propiedades son influenciadas por condiciones existentes al tiempo de colado y las condiciones atmosféricas que lo rodean durante su tiempo de vida. La estimación de todos estos parámetros actuando en conjunto es muy difícil de lograrlo de manera

exacta pero se han logrado buenas aproximaciones que explican de manera adecuada su comportamiento.

2.1.2 CONTRACCION DEL HORMIGON

Se conoce a la contracción del hormigón es un fenómeno de reducción de volumen bajo temperatura constante debido a la pérdida de humedad después de que este ha endurecido. Este efecto depende de parámetros como la velocidad de colado, la cantidad de agua en la mezcla, la cantidad de refuerzo, condiciones ambientales, la relación volumen/superficie y especialmente el modo de curado. Este parámetro debe ser rigurosamente controlado ya que la pérdida de humedad es la principal causa para que el material se contraiga y aparezcan grietas no deseadas.

Una ecuación empírica para predecir la contracción del hormigón dictada por Collins and Mitchell y aplicada a la AASHTO y que esta basada en el tiempo de secado, la humedad relativa y la relación volumen/área.

La expresión es la siguiente:

$$\varepsilon_{sh} = -k_s k_h \left(\frac{t}{35+t} \right) * 0.51 * 10^{-3}$$

Donde t es el tiempo de secado en días, k_s es un factor que proviene de la figura 2.1 y k_h es un factor de humedad que se lo obtiene de la tabla 2.1.

Figura 2.1 Factor k_s para la relación volumen/área de superficie.
AASHTO *Bridge Design Specifications 1994*

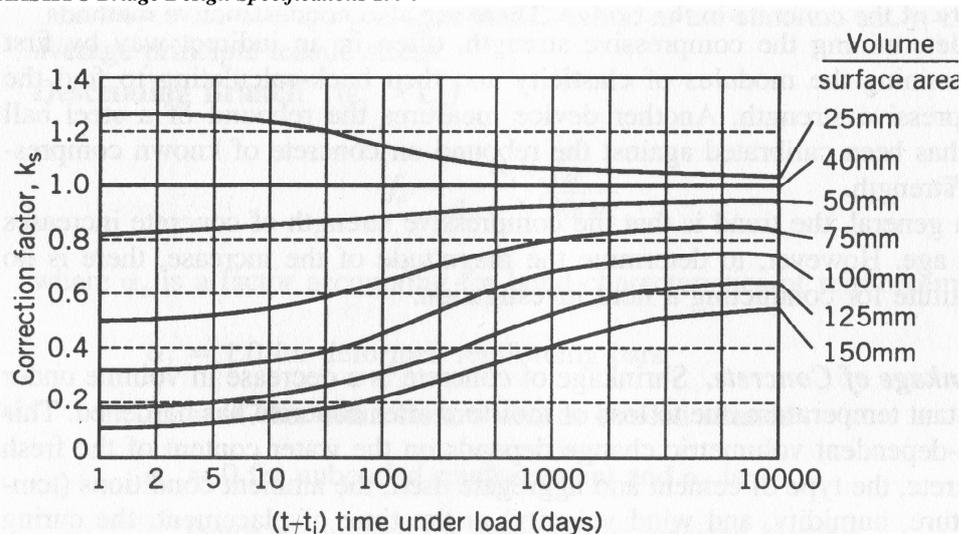


Tabla 2.1 Factor k_h para la humedad relativa H.
AASHTO Bridge Design Specifications 1994

Porcentaje Humedad Relativa Ambiental H (%)	k_h
40	1.43
50	1.29
60	1.14
70	1.00
80	0.86
90	0.43
100	0.00

Debido a que no se toman en cuenta todos los parámetros que influyen en la contracción del hormigón el valor obtenido de la ecuación empírica puede variar en $\pm 50\%$. Valores recomendados por la AASHTO para la contracción del hormigón a los 28 días es de -0.0002 y de -0.0005 después de un año de secado.

Se pueden adoptar varias medidas para reducir la contracción. Una de las más efectivas es controlar la cantidad de agua en la mezcla debido a que la evaporación del exceso de la misma es lo que causa dicha contracción. Otra forma es controlar que la temperatura de la mezcla al inicio del proceso de contracción no sea alta ya que esta genera volúmenes mayores que al contraerse generan mayores grietas.

2.1.3 FLUJO PLASTICO

El flujo plástico del hormigón es un incremento de la deformación en el tiempo cuando esta sujeto a una carga constante. En vigas postensadas y pretensadas este efecto se visualiza en una disminución de la fuerza de pretensado. Los efectos que causan el flujo plástico en el hormigón son básicamente los mismos que influyen en la contracción sumándose la magnitud y el tiempo de los esfuerzos de compresión, la resistencia a compresión del hormigón y la edad del hormigón al momento de la aplicación de la carga. La deformación por flujo plástico ε_{CR} se determina multiplicando el valor de la deformación instantánea debida a las cargas permanentes ε_{ci} por un coeficiente de flujo plástico ψ , así se tiene la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{CR}(t, t_i) = \psi(t, t_i) \varepsilon_{ci}$$

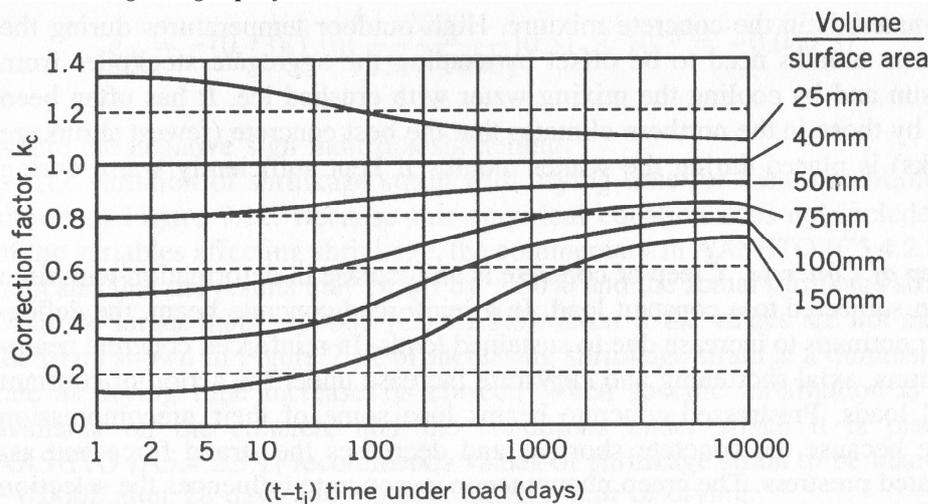
Donde t es la edad del hormigón en días medida desde el día de su fundición y t_i es la edad del hormigón en días desde que se aplicaron las cargas permanentes. Una fórmula empírica para el coeficiente de flujo plástico es la siguiente, tomada de Collins and Mitchell y aplicada por la AASHTO.

$$\psi(t, t_i) = 3.5 * k_c * k_f * \left(1.58 - \frac{H}{20}\right) * t_i^{-0.118} * \left[\frac{(t - t_i)^{0.6}}{10 + (t - t_i)^{0.6}}\right]$$

Donde H es la humedad relativa en (%), k_c es el factor de flujo plástico para la relación volumen/área que se encuentra en la figura 2.2.

$$k_f = \frac{62}{42 + f'_c} \text{ donde } f'_c \text{ es la resistencia del hormigón a los 28 días en MPa.}$$

Figura 2.2 Factor k_c para la relación volumen/área de superficie.
AASHTO *Bridge Design Specifications 1994*



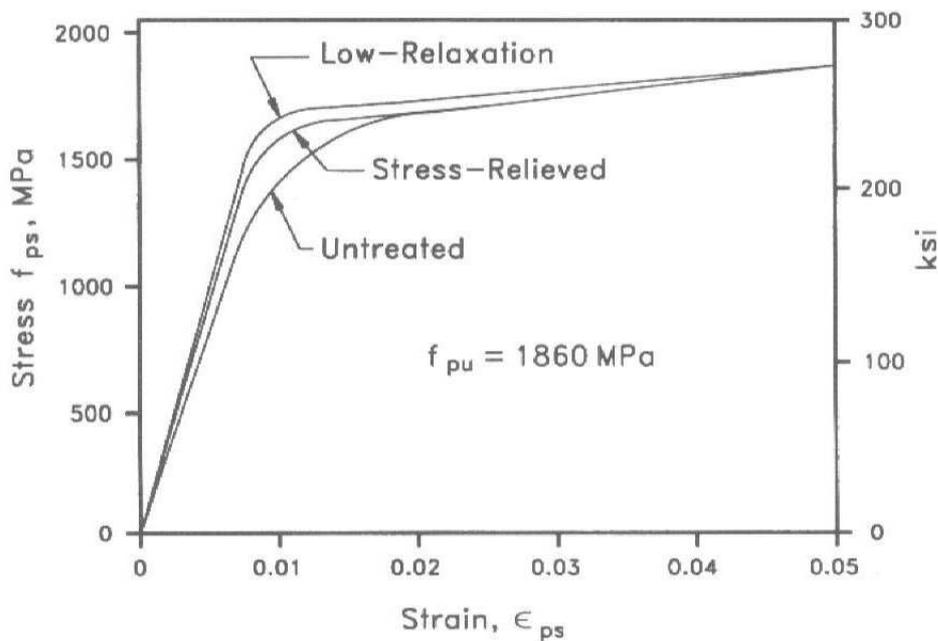
Las mismas medidas aplicadas para reducir los efectos de contracción se las aplica para reducir los efectos por flujo plástico.

2.3 ACERO DE PRETENSADO

Para imprimir las grandes fuerzas de compresión hacia la estructura se requiere de un acero de alta resistencia. El acero más común es el cable de 7 ALAMBRES (seven-wire strand) cuyas dos presentaciones son cables aliviados de esfuerzo y cables de baja relajación. La fabricación del cable consiste en un proceso de trefilado que forma alambres a partir de un núcleo de acero de alto contenido de carbón. Este proceso

permite alinear las moléculas lo cual incrementa la resistencia del alambre sobre los 1700 Mpa (17000 gk/cm²). Posteriormente se doblan 6 alambres en manera helicoidal alrededor de uno central para formar el cable completo. El estiramiento y doblado en frío de los alambres crean esfuerzos residuales en el cable y este efecto se refleja en la curva esfuerzo deformación la cual presenta una curvatura al pasar del rango elástico al plástico, además de exhibir una bajo esfuerzo de fluencia. Para incrementar dicho valor se recurre a tratamiento térmico el cual calienta el cable alrededor de 350 C y se los enfría paulatinamente. A este proceso se lo conoce como *alivianamiento de esfuerzo (stress relieving)*. Si se desea mejorar aún más las propiedades del cable se recurre a un proceso llamado *templado (strain tempering)* el cual produce el cable conocido como *cable de baja relajación (low relaxation strand)*. Este proceso consiste en templar los cables durante el proceso de calentamiento y enfriamiento. La siguiente figura muestra las propiedades del cable sin y con tratamientos térmicos.

Figura 2.3 Curva esfuerzo-deformación para cable de siete alambres bajo diferentes procesos de fabricación. Collins and Mitchel, 1991



En la siguiente tabla se resumen las propiedades de cables y barras usadas para pretensado.

Tabla 2.2 Propiedades de cables y varillas de pretensado. AASHTO 1994

Material	Grado o tipo Mpa	Diámetro (mm)	Esfuerzo de tensión f_{pu} MPa	Esf. de fluencia f_{py} MPa
Cable	1725 (grado 250)	6.35-15.24	1725	85% de f_{pu} excepto el 90% para cables de baja relajación
Cable	1860 (grado 270)	9.53-15.24	1860	
Varilla	Tipo 1, plana	19-35	1035	85% de f_{pu}
Varilla	Tipo 2, deformada	15-36	1035	80% de f_{pu}

Los valores especificados y recomendados para cables y varillas son $E_p = 197000$ Mpa y $E_p = 207000$ Mpa respectivamente.

Las curvas presentadas en la figura 2.3 fueron generadas usando una función de Ramberg-Osgood que permite suavizar la transición entre dos líneas rectas que representan el rango elástico y el plástico.

2.3 PERDIDAS DE PREESFUERZO

Las pérdidas del preesfuerzo se deben a varios factores algunos de los cuales ocurren de manera inmediata y otros solo se visualizan con el paso del tiempo. La comprensión y cuantificación de estas pérdidas es de suma importancia en el proyecto estructural ya que de ello depende conocer la fuerza inicial que se debe aplicar en el anclaje y por ende el dimensionamiento del diámetro del cable.

Existen dos clases de pérdidas: pérdidas inmediatas y pérdidas a largo tiempo. Dentro del primer grupo se encuentran las pérdidas por corrimiento del anclaje o sistema de cuñas Δf_{pA} , compresión elástica del hormigón Δf_{pES} y la fricción de los cables con el ducto Δf_{pF} . Las pérdidas a largo tiempo se deben a los efectos de contracción del hormigón Δf_{pSR} , flujo plástico del hormigón Δf_{pCR} y a la relajación del acero de pretensado Δf_{pR} . La pérdida total de preesfuerzo Δf_{pT} será entonces la suma de todos estos efectos mencionados. Se debe recalcar que en estas pérdidas dependen de varios factores que no pueden ser cuantificados o evaluados y por tanto los valores obtenidos mediante las relaciones empíricas no son exactos pero son una buena aproximación que permiten alcanzar un diseño seguro.

2.3.1 PERDIDA POR CORRIMIENTO DEL ANCLAJE

Al aplicar la fuerza de pretensado en el extremo de un anclaje mediante gatos hidráulicos esta no se transmite en su totalidad a la estructura debido a que las cuñas o

mordazas sufren un ajuste y el cable recupera un porcentaje de su elongación lo que se traduce en una pérdida de preesfuerzo. Esta pérdida se cuantifica de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_p$$

Donde Δ_A es el valor del corrimiento del anclaje que se encuentra entre 3-10mm tomándose 6mm como valor promedio y asumido, E_p es el módulo de elasticidad del acero de pretensado y L es la longitud del cable. Esta pérdida es pequeña para ductos largos pero llega a ser importante en los pequeños.

2.3.2 PERDIDA POR ACORTAMIENTO ELASTICO

Una vez que la fuerza de pretensado se transmite hacia la estructura se produce un acortamiento elástico debido a la fuerza de compresión aplicada lo que se traduce en una recuperación de la elongación inicial del cable, es decir, se produce una pérdida de preesfuerzo $\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$, donde E_{ci} es el módulo de elasticidad del hormigón al

momento de la transferencia y f_{cgp} es el esfuerzo en el hormigón en el centro del tendón. Dependiendo del modo y la secuencia de anclaje ocurren fenómenos interesantes. En el caso de miembros postensados cuya secuencia de anclaje de los cables sea simultánea no se registrará pérdida por acortamiento elástico debido a que este se va dando a medida que se va aplicando la fuerza, es decir se da una compensación. Si la secuencia de anclaje no es simultánea cada tendón subsecuentemente anclado experimentará una fracción de la pérdida total de pretensado por este fenómeno y el último tendón no experimentará pérdida alguna por la misma causa anteriormente descrita. Por lo tanto la pérdida de pretensado se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

Donde N es el número de tendones de idénticas características.

2.3.3 PERDIDAS POR FRICCIÓN

Se conoce que existen pérdidas por fricción en los gatos y en el anclaje, por lo tanto el valor indicado del esfuerzo en el tendón es menor que el indicado por el manómetro. El

valor de la fricción en el sistema de gatos se la puede estimar y aumentar la fuerza para equilibrar las pérdidas y obtener el esfuerzo deseado en el tendón.

La principal pérdida por fricción se da entre el cable y su material de recubrimiento, sea que este esté lubricado o no. A esta pérdida se la puede dividir en dos partes: el efecto de longitud y el efecto de curvatura. El efecto de la longitud se lo conoce también como efecto oscilante y depende de la longitud y el esfuerzo del tendón, del coeficiente de fricción entre los materiales, de la manufactura y el método usado para alinear y obtener el ducto.

La pérdida de preesfuerzo debida al efecto de curvatura resulta de la curvatura prevista de los tendones además de la curvatura no prevista del ducto. Esta pérdida depende nuevamente del coeficiente de fricción de los materiales y de la presión ejercida por el tendón en el concreto. La presión entre el tendón y el concreto depende del esfuerzo en el tendón y el cambio total del ángulo.

Existen otros factores que modifican los valores calculados por pérdidas en el diseño como la fuerza de vibración aplicada al fundir la sección. Esto modificará la posición de los ductos. Es decir el coeficiente de fricción depende grandemente del cuidado ejercido en el proceso constructivo.

Las pérdidas por fricción entre el cable y los ductos se calculan de la siguiente manera:

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

Cuando $(KL + \mu\alpha) \leq 0.3$ se debe usar la siguiente expresión:

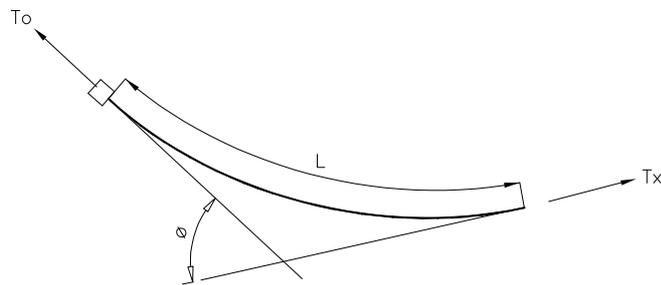
$$T_o = T_x (1 + KL + \mu\alpha)$$

Donde, T_o es el esfuerzo en el acero en el final del gato, T_x es el esfuerzo en el cable en cualquier punto x y α es el ángulo de curvatura del cable.

La pérdida de preesfuerzo se la expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-(\mu\alpha + Kx)})$$

Donde f_{pj} es el esfuerzo en el tendón en el extremo del anclaje.



Cuando no se tenga datos experimentales a la mano se podrá usar la siguiente tabla de valores tabulados para distintos tipos de materiales y recubrimientos:

Tabla 2.3 Coeficientes de fricción para tendones postensados.

Tipo de acero	Tipo de ducto	K/m	μ
Alambre o fibras sin galvanizar	Forro brillante de metal	0.00652	0.3
	Forro metálico galvanizado	0.00492	0.25
	Engrasado o asfalto cubierto y envuelto	0.00652	0.30
Varillas de alta resistencia	Galvanizado rígido	0.000652	0.25
	Forro brillante de metal	0.000984	0.20
	Forro metálico galvanizado	0.000652	0.15

Los ductos rígidos deben tener suficiente resistencia para mantener su alineación sin que presente oscilaciones durante el vertido del hormigón.

2.3.4 PERDIDA POR CONTRACCION DEL HORMIGON

Las causas de este fenómeno ya se describieron en la sección 2.1.2 por lo que aquí se procederá directamente a enunciar su cálculo.

La deformación total por contracción en el tiempo varía entre 0.4×10^{-3} mm/mm a 0.8×10^{-3} mm/mm durante la vida de un miembro y un 80% de esta deformación ocurre durante el primer año. La deformación por contracción del hormigón curado sin vapor se la calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\epsilon_{SR} = -k_s k_h \left(\frac{t}{35+t} \right) * 0.51 * 10^{-3}$$

Para hormigón curado al vapor la ecuación anterior se la modifica para dar como resultado:

$$\varepsilon_{SR} = -k_s k_h \left(\frac{t}{35+t} \right) * 0.56 * 10^{-3}$$

Los factores involucrados en esta ecuación ya se describieron en la sección 2.1.2. Este acortamiento se traduce en una pérdida de preesfuerzo en los tendones de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pSR} = -\varepsilon_{SR} E_p$$

Una expresión estimada para la pérdida de preesfuerzo en miembros pretensados es la siguiente:

$$\Delta f_{pSR} = 117 - 1.03H$$

Y para miembros postensados este valor disminuye debido a que el miembro tiene un mayor tiempo de secado antes de aplicarse la fuerza. Su expresión es la siguiente:

$$\Delta f_{pSR} = 93 - 0.85H$$

Que corresponde a un 80% de la pérdida de un miembro pretensado considerando 5 días adicionales de secado antes de aplicarse la fuerza de pretensado.

2.3.5 PERDIDAS POR FLUJO PLASTICO DEL HORMIGON

Las características de este fenómeno ya se explicaron en la sección 2.1.3.

Estas pérdidas en el tiempo alcanzan más del doble de la deformación instantánea ε_{ci} al momento de aplicar la carga.

La deformación por flujo plástico es una función de la edad del hormigón t y del tiempo t_i al cual se aplican las cargas permanentes.

$$\varepsilon_{CR}(t, t_i) = \psi(t, t_i) \varepsilon_{ci}$$

$$\psi(t, t_i) = 3.5 * k_c * k_f * \left(1.58 - \frac{H}{20} \right) * t_i^{-0.118} * \left[\frac{(t-t_i)^{0.6}}{10 + (t-t_i)^{0.6}} \right]$$

Un módulo de elasticidad dependiente del tiempo se lo expresa de la siguiente forma:

$$E_{CR}(t, t_i) = \frac{f_{ci}}{\varepsilon_{CR}(t, t_i)}$$

Donde f_{ci} es el esfuerzo en el concreto debido a la aplicación de las cargas en el tiempo

ti. Sustituyendo en la primera ecuación y usando la relación $E_{ci} = \frac{f_{ci}}{\epsilon_{ci}}$ se obtiene

$$E_{CR}(t, t_i) = \frac{E_{ci}}{\psi(t, t_i)}$$

Una relación modular dependiente del tiempo se define como sigue

$$n_{CR}(t, t_i) = \frac{E_p}{E_{CR}(t, t_i)}$$

Sustituyendo la cuarta ecuación en la anterior resulta la siguiente expresión

$$n_{CR}(t, t_i) = \frac{E_p}{E_{ci}} \psi(t, t_i)$$

La cual se puede usar para estimar el esfuerzo en el tendón de preesfuerzo a partir del esfuerzo en el concreto que lo rodea.

El esfuerzo en el hormigón que rodea el tendón en una sección no compuesta es el siguiente:

$$f_{cp} = -\frac{P_i}{A} - \frac{(P_i e - M_g) e}{I} + \frac{(M_{DC} + M_{DW}) e}{I}$$

Donde P_i es la fuerza de pretensado en la transferencia, M_g es el momento debido a peso propio, M_{DC} es el momento debido a las cargas superimpuestas y M_{DW} es el momento debido a la capa de rodadura. La excentricidad del cable se asume que esta por debajo de el centro de gravedad de la sección transversal y se toma como positivo a los esfuerzos por tensión.

La ecuación anterior se la puede separar en dos términos de la siguiente manera:

$$f_{CP} = -f_{cgp} + \Delta f_{cdp}$$

Donde f_{cgp} es el esfuerzo en el concreto calculado en el centro de gravedad del tendón de preesfuerzo y esta representado por los primeros dos términos de la ecuación anterior mientras que Δf_{cdp} es el cambio en el esfuerzo del concreto calculado en el centro de gravedad del tendón debido a las cargas permanentes DC y DW aplicadas posteriormente. Siendo el peso propio de la estructura siempre mayor el valor de f_{cgp} será mayor que Δf_{cdp} lo que significa que f_{CP} es un esfuerzo de compresión.

La pérdida de preesfuerzo en el tendón Δf_{pCR} se puede determinar al multiplicar f_{CP} por la relación modular de flujo plástico $n_{CR}(t, t_i)$ y cambiando los signos. Las relaciones

modulares dependientes del tiempo serán diferentes para los esfuerzos involucrados en la expresión $f_{CP} = -f_{cgp} + \Delta f_{cdp}$ por las diferentes edades a las cuales se aplica la carga, es decir se tiene lo siguiente:

$$\Delta f_{pCR} = n_{CR,TR}(t, t_{i,TR})f_{cgp} - n_{CR,LT}(t, t_{i,LT})\Delta f_{cdp} \geq 0$$

Donde $n_{CR,TR}$ es la relación modular de flujo plástico en la transferencia, $t_{i,TR}$ es la edad del hormigón en la transferencia, $n_{CR,LT}$ es la relación modular de flujo plástico para las cargas permanentes y $t_{i,LT}$ es la edad del hormigón cuando las cargas permanentes son aplicadas. En esta expresión se asume que la superposición de esfuerzos también es válida para el flujo plástico.

2.3.6 PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO

La relajación del acero es un fenómeno que produce pérdidas de pretensado en el tiempo. Esto ocurre cuando el tendón mantiene una deformación constante. La pérdida total de preesfuerzo Δf_{pR} por relajación del acero tiene dos componentes

$$\Delta f_{pR} = \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pR2}$$

Donde Δf_{pR1} es la relajación al momento de la transferencia y Δf_{pR2} es la relajación después de la transferencia.

3. SISTEMAS DE ANCLAJE

Los sistemas de anclaje que a continuación se describirán son fabricados por la empresa *DWYIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL* que es especialista en anclajes para estructuras tanto postensadas como pretensadas. Dicha empresa tiene representación en toda América del Sur sin embargo no esta presente en nuestro país lo que refleja nuestro bajo desarrollo en este tipo de estructuras.

Cada sistema de anclaje tiene especiales características que se adaptan de manera correcta a los requerimientos de cada proyecto, y por lo general el constructor en base a su experiencia opta por uno o por otro.

Es importante adoptar un sistema de anclaje que posea las propiedades mecánicas que el diseñador a utilizado en el diseño como son los módulos de elasticidad del cable, el material del ducto de recubrimiento para establecer las pérdidas por fricción, y sobre

todo no se puede optar por un sistema de anclaje de ductos adheridos o no adheridos porque el comportamiento es completamente distinto.

A continuación se presentan algunos ejemplos con sus principales características.

Bonded Strand Post-Tensioning System Plate Anchorage ED

Este tipo de anclaje se lo utiliza principalmente para losas, por ejemplo para el pretensado transversal de los tableros de los puentes. Viene en presentaciones de 4, 5, 7 hilos como se puede ver en su tabla descriptiva. Dependiendo de la fuerza requerida se optará por alguna de estas variables.



The two-part plate anchorage can be used in slabs and similar structures, e.g. transversal prestressing in bridge decks. The wedge plate self-centers on the anchor plate providing consistent assembly and installation as well as trouble-free stressing.

... for more technical details please read here.

Con formato: Fuente: Negrita

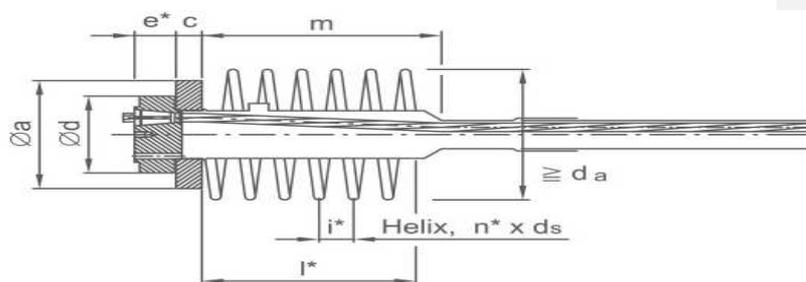
Con formato: Fuente: Negrita, Inglés (Estados Unidos)

Con formato: Español (Ecuador)

Con formato: Justificado, Interlineado: 1.5 líneas

Con formato: Español (Ecuador)

type 0,5" $f_{pk}1860 \text{ N/mm}^2$	ultimate load $\varnothing 12.9 \text{ mm}$ (186kN per strand) kN	type 0,6" $f_{pk}1860 \text{ N/mm}^2$	ultimate load $\varnothing 15.7 \text{ mm}$ (279kN per strand) kN	$\varnothing d$ mm	$\varnothing a$ mm	e^* mm	c mm	m mm
5904	744	6803	837	110	165	47	30	170
5905	930	6804	1,116	110	165	47	30	170
5907	1,302	6805	1,395	135	190	47	30	280



type 0,5** f _{pk} 1860N/mm ²		type 0,6** f _{pk} 1860N/mm ²		Details of the Anchorage Zone for 35 N/mm ² (cube) / 28 N/mm ² (cylinder) Actual Concrete Strength at Stressing			
		distances of the anchorages		additional reinforcement			
		center distance	edge distance ¹⁾	Øda	min l*	n*	ds
		mm	mm	mm	mm		mm
Ø12.9/15.2mm, ultimate load 186/260.4kN							
5904	6803	190	115	150	175	5	14
5906	6804	215	130	180	195	5	14
5907	6805	240	140	205	195	5	14
Ø12.9/15.7mm, ultimate load 186/279kN							
-	6803	200	120	150	175	5	14
-	6804	225	135	180	195	5	14
-	6805	250	145	205	195	5	14

¹⁾ in case of 30 mm concrete cover

Bonded Strand Post-Tensioning System
Multiplane Anchorage MA

Este es el sistema que mejor se presta para las vigas de puentes y sus tecnología permite una fácil aplicación de la fuerza de pretensado. De la misma manera este sistema se presenta en diferentes números de hilos y diámetros lo que permite adaptar a los requerimientos específicos del proyecto y obtener así un ahorro de material.



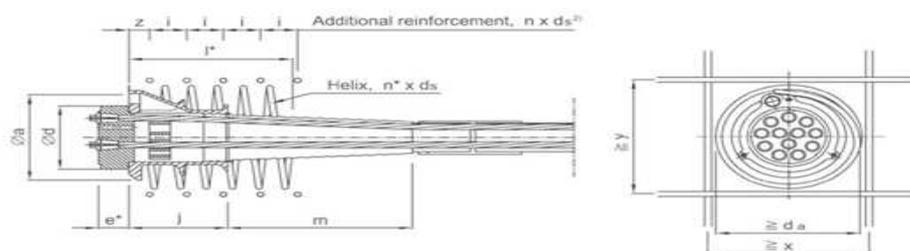
The two-part multiplane anchorage is primarily used for longitudinal tendons in beams and bridges. The wedge plate and the conical anchor body with usually three load transfer planes introduces the prestressing force continuously into the member with minimal front area.

The separation of anchor body and wedge plate makes it possible to insert the strand after casting the concrete. The wedge plate self-centers on the anchor body providing consistent assembly and installation

as well as trouble-free stressing.

- Con formato: Fuente: Negrita
- Con formato: Fuente: Negrita, Inglés (Estados Unidos)
- Con formato: Interlineado: 1.5 líneas
- Con formato: Español (Ecuador)
- Con formato: Justificado, Interlineado: 1.5 líneas
- Con formato: Español (Ecuador)
- Con formato: Fuente: Sin Negrita, Español (Ecuador)
- Con formato: Interlineado: 1.5 líneas

type 0.5" $f_{pe} 1860 \text{ N/mm}^2$	ultimate load $\varnothing 12.9 \text{ mm}$ (186k N per strand)	type 0.5" $f_{pe} 1860 \text{ N/mm}^2$	ultimate load $\varnothing 15.7 \text{ mm}$ (279k N per strand)	$\varnothing d$	$\varnothing a$	e^*	J	m
	kN		kN	mm	mm	mm	mm	mm
5907	1,302	6805	1,395	117	150	47	90	190
5909	1,674	6807	1,953	130	170	52	100	160
5912	2,232	6809	2,511	145	190	52	125	280
5915	2,790	6812	3,348	170	220	55	180	350
5920	3,720	6815	4,185	190	250	60	200	390
5927	5,022	6819	5,301	210	280	68	220	430
5932	5,952	6822	6,138	220	310	73	220	550
5937	6,882	6827	7,533	240	340	80	240	550
-	-	6831	6,49	270	420	80	350	550
-	-	6837	10,323	270	420	95	350	550



type 0.5" $f_{pe} 1860 \text{ N/mm}^2$	type 0.5" $f_{pe} 1860 \text{ N/mm}^2$	Details of the Anchorage Zone for 40 N/mm^2 (cube) / 33 N/mm^2 (cylinder) Actual Concrete Strength at Stressing					
		distances of the anchorages		additional reinforcement			
		center distance	edge distance ¹⁾	$\varnothing d_a$	min r	n ²⁾	d_s
		mm	mm	mm	mm		mm
$\varnothing 12.9 / 5.2 \text{ mm}$, ultimate load 186k N							
5907	6805	220	130	200	270	4.5	14
5909	6807	260	150	235	295	5	14
5912	6809	295	170	250	320	5.5	16
5915	6812	345	195	290	365	6.5	16
5920	6815	385	215	340	385	7	16
-	6819	430	235	390	410	7.5	16
-	6822	470	255	430	445	7.5	16
5937	6827	525	285	450	460	7	20
-	6831	570	305	510	615	9	20

Bonded Strand Post-Tensioning System **Plate Anchorage SD**

Este sistema de anclaje se lo utiliza de igual manera para placas o pretensado transversal de losas de puentes. Se presenta en dos tipos de diámetros de cables lo que permite alcanzar diferentes fuerzas de pretensado.



The single unit plate anchorage is designed for plate structures as well as transverse tendons in bridges. Small edge and center distances allow for an economical anchorage layout in condensed situations.

... for more technical details please read here.

type 0,5" f_{pk} 18 60 N/mm ²	ultimate load Ø12,9 mm (186k N per strand) kN	type 0,6" f_{pk} 18 60 N/mm ²	ultimate load Ø15,7 mm (279k N per strand) kN	A	B	C	D
				mm	mm	mm	mm
59 04	744	68 03	837	125	140	41	200
59 05	930	68 04	1.116	135	160	41	200
59 07	1.302	68 05	1.395	150	180	40	300
59 09	1.674	68 07	1.953	170	215	44	270
59 12	2.232	68 09	2.511	190	245	45	325

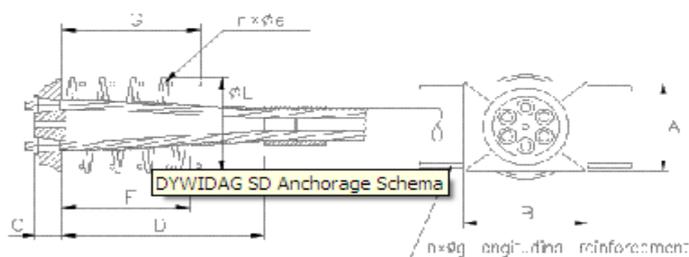
Con formato: Fuente: Negrita

Con formato: Español (Ecuador)

Con formato: Español (Ecuador)

Con formato: Justificado,
Interlineado: 1.5 líneas

Con formato: Español (Ecuador)



type 0.5" f_{pk} 18 60 N/mm ²		type 0.6" f_{pk} 18 60 N/mm ²		Details of the Anchorage Zone for 32 N/mm ² (cube) / 27 N/mm ² (cylinder) Actual Concrete Strength at Stressing Ø12.9/15.7mm, ultimate load 186/265 kN						
distances of the anchorages				additional reinforcement						
center distances mm		edge distances mm		helix				Long. Bars		
				E	F	n	e	G	n	g
59 04	68 03	190/320	115/180	140	200	3	10	229	4	12
59 05	68 04	200/360	120/200	150	200	3	10	289	5	12
59 07	68 05	210/390	125/205	160	200	3	10	290	5	12
59 09	68 07	240/460	140/250	190	250	4	10	296	6	12
59 12	68 09	320/480	180/260	260	250	4	12	292	6	14

type 0.6" f_{pk} 18 60 N/mm ²		Ø 15.7mm, ultimate load 279 kN								
distances of the anchorages				additional reinforcement						
center distances mm		edge distances mm		helix				Long. Bars		
				E	F	n	e	G	n	g
68 03		200/230	120/180	140	250	4	10	229	4	12
68 04		215/360	130/200	150	250	4	10	289	5	12
68 05		230/390	135/205	160	250	4	10	290	5	12
68 07		260/460	150/250	190	250	4	12	296	6	14
68 09		340/480	190/260	260	300	5	14	292	6	16

Bonded Strand Post-Tensioning System Flat Anchorage FA

Este sistema de placa longitudinal de anclaje se lo utiliza para losas planas delgadas y para postensado transversal de losas de puentes.



The Flat Anchorage of max. 4-0.62" strands in one plane to deviate into one oval duct is designed to be installed in thin members such as transverse posttensioning of the top slab of box-girder bridges and prestressed flat slabs.

... for more technical details please read here.

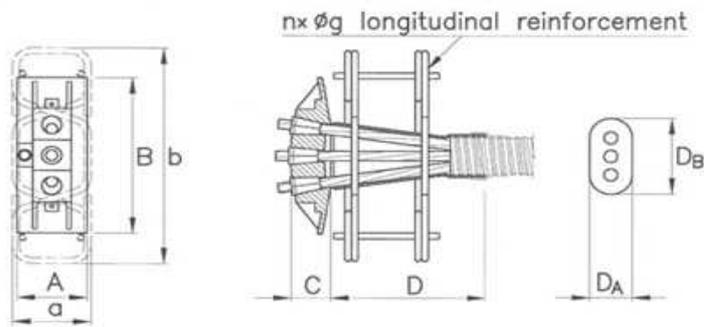
type 0.5" f_{pk} 18 60 N/mm ²	ultimate load Ø12.9mm (186k N per strand)	type 0.6" f_{pk} 18 60 N/mm ²	ultimate load Ø15.7mm (279k N per strand)	A	B	C	D	D _A	D _B
	kN		kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm
-	-	68 03	837	100	255	57	152	21	72
59 04	744	68 04	1,116	100	330	57	220	21	72

Con formato: Fuente: Negrita

Con formato: Fuente: Negrita, Inglés (Estados Unidos)

Con formato: Español (Ecuador)

Con formato: Justificado



Details of the Anchorage Zone for 40 N/mm² (cube) / 33 N/mm² (cylinder) Actual Concrete Strength at Stressing

type 0,5* f _{yk} 1060 N/mm ²	type 0,6* f _{yk} 1060 N/mm ²	Ø12.5/15.7 mm. with a load 196/265 kN					type 0,6* f _{yk} 1560 N/mm ²	Ø15.7 mm. with a load 279 kN				
		distances of the anchorage		additional reinforcement				distances of the anchorage		additional reinforcement		
		center distances	edge distances	ax	n	Ø		center distances	edge distances	ax	n	Ø
mm	mm	mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
-	6600	305	105	160/280	4	10	6400	320	105	160/280	4	10
5904	6304	350	105	160/360	4	12	6304	400	105	160/360	4	12

Bonded Strand Post-Tensioning System
Coupler R

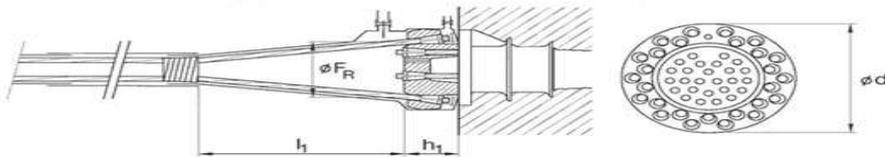


Coupler R is designed to couple on to already installed and stressed tendons. The coupler consists of a multiplane anchor body and a coupler wedge plate where the strands are overlapped. The continuing strands can be installed easily and independently.

... for more technical details please read here.

Con formato: Inglés (Estados Unidos)

	kN	A mm	B mm	C mm	D mm
0.5" f_{pk} 18.60 Nmm²	ultimate load Ø12.9 mm (186kN per strand)				
59 09	1,674	224	168	105	350
59 12	2,232	224	172	105	350
59 15	2,790	246	191	105	500
59 20	3,720	264	215	110	450
59 27	5,022	320	262	120	570
59 32	5,952	340	279	125	640
59 37	6,882	380	318	135	660
0.6" f_{pk} 18.60 Nmm²	ultimate load Ø15.7 mm (279kN per strand)				
60 05	1,395	207	140	110	330
60 07	1,953	207	140	110	330
60 09	2,511	226	150	105	350
60 12	3,348	248	165	105	450
60 15	4,185	266	190	110	450
60 19	5,301	289	205	120	580
60 22	6,138	340	275	125	620



	minimum center distance of Coupler R mm	minimum edge distance of Coupler R mm	length of space for installation mm
type 0.5" f_{pk} 18.60 Nmm²	Ø12.9 mm , ultimate load 186kN		
59 09	330	190	1,500
59 12	330	190	1,500
59 15	350	200	1,500
59 20	370	210	1,500
59 27	430	240	1,700
59 32	450	250	1,700
59 37	490	270	1,700
type 0.6" f_{pk} 18.60 Nmm²	Ø15.7 mm , ultimate load 279kN		
60 05	310	180	1,500
60 07	310	180	1,500
60 09	330	190	1,500
60 12	350	200	1,500
60 15	370	210	1,500
60 19	400	225	1,700
60 22	450	250	1,700
60 27	490	270	1,700
60 31	550	300	2,000
60 37	550	300	2,000

Bonded Strand Post-Tensioning System
Coupler P

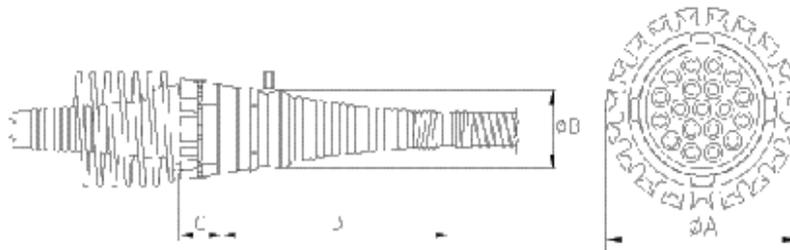
Estos acopladores se los utiliza en su mayoría en vigas continuas y permite unir dos tendones de manera adecuada.



Coupler P consists of a multiplane anchor body, the standard wedge plate and a coupler ring that accepts the continuing strands with swaged anchorages instead of wedges. For similar applications both coupler R and P can be installed alternatively.

... for more technical details please read here.

type 0.6" f _{pk} 18.60 N/mm ²	ultimate load Ø15.7 mm (279k N per strand) kN	A mm	B mm	C mm	D mm
CS05	1,395	176	115	132	510
CS09	2,511	236	205	136	570
CS12	3,348	260	225	145	755
CS15	4,185	290	250	150	755
CS19	5,301	305	265	155	880
CS27	7,533	365	320	170	905



type 0.6" f _{pk} 17.70 N/mm ²	Details of the Coupler Zone		
	Ø 12.9/15.7 mm, ultimate load 186/279k N		
	center distances for anchorages mm	center distances for anchorages mm	length of space for installation mm
CS05	280	170	1,600
CS09	340	200	1,600
CS12	370	215	1,800
CS15	400	230	1,800
CS19	420	240	2,000
CS27	480	270	2,000

Con formato: Fuente: Negrita

Con formato: Fuente: Negrita, Inglés (Estados Unidos)

Con formato: Español (Ecuador)

Con formato: Justificado, Interlineado: 1.5 líneas

Con formato: Español (Ecuador)

Con formato: Español (Ecuador)

▲----- Con formato: Español (Ecuador)

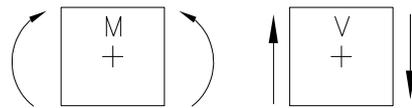
4. ANALISIS DE SECCIONES BAJO FLEXION

En este capítulo se presentará la teoría que rige el análisis de secciones postensadas bajo flexión y la aplicación de esta teoría a vigas continuas que es el caso de la estructura que se diseñará.

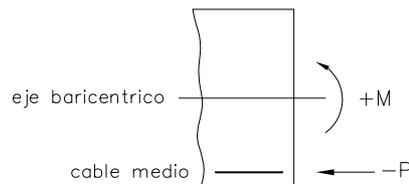
4.1 ANALISIS DE ESFUERZOS Y ECUACIONES FUNDAMENTALES

Los puentes en voladizos sucesivos deben ser diseñados para dos etapas de carga que al final deberán ser compatibles, es decir los esfuerzos admisibles no deberán ser sobrepasados en ninguna de ellas. Siendo que el proceso de construcción de este puente es segmental, no existe una fuerza de pretensado única que satisfaga todas las solicitaciones externas que deberá soportar el puente, por lo tanto, la incógnita principal ya no será encontrar un paso del cable para la fuerza calculada sino un paso de la fuerza de pretensado para una curva de excentricidad asumida que por lo general será de segundo grado.

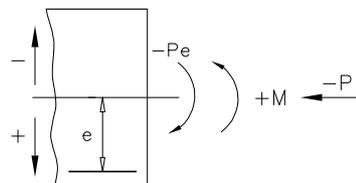
La convención de signos asumida es la siguiente



Una sección transversal cualquiera se encuentra sometida a las siguientes acciones: un momento externo y una fuerza de compresión que representa la resultante de todas las fuerzas de pretensión actuantes en ese punto.



Trasladando a la fuerza de pretensión al centro de gravedad de la sección y sumándole un momento debido a su excentricidad original se obtiene el siguiente esquema:



A partir de este esquema se deducen las siguientes expresiones para los momentos M_{c1} y M_{c2} que representan lo siguiente:

- **Mc1:** envolvente de momentos máximos algébricos compuestos por los momentos debidos al peso propio M_g y los momentos debidos a la carga viva M_1 .
- **Mc2:** envolvente de momentos mínimos algébricos compuestos por los momentos debido a carga muerta M_g y los momentos debido a carga viva M_2 .

Siempre $M_{c1} > M_{c2}$

El análisis de esfuerzos utiliza la siguiente ecuación conocida de resistencia de materiales:

$$f_c = \frac{M_{c1,2}h}{I} - |P| \left(\frac{1}{A} + \frac{eh}{I} \right)$$

A partir de los momentos máximos y mínimos se tendrán los siguientes esfuerzos tanto en fibras superiores como inferiores:

- **Fibras superiores** $h = -|h_s|$

$$f_{cs} \geq -|f_{ca}| \quad \text{Compresión Mc1}$$

$$f_{cs} \leq |f_{ta}| \quad \text{Tensión Mc2}$$
- **Fibras inferiores** $h = |h_i|$

$$f_{ci} \leq |f_{ta}| \quad \text{Tensión Mc1}$$

$$f_{ci} \geq -|f_{ca}| \quad \text{Compresión Mc2}$$

Combinando estas relaciones con la primera ecuación se llega a desarrollar las cuatro siguientes expresiones, llamadas ecuaciones fundamentales:

- **Ecuación 1s:** $-\frac{M_{c1}h_s}{I} - |P| \left(\frac{1}{A} + \frac{e|h_s|}{I} \right) \geq -|f_{ca}|$
- **Ecuación 2s:** $-\frac{M_{c2}h_s}{I} - |P| \left(\frac{1}{A} - \frac{e|h_s|}{I} \right) \leq |f_{ta}|$
- **Ecuación 1i:** $\frac{M_{c1}h_i}{I} - |P| \left(\frac{1}{A} - \frac{e|h_i|}{I} \right) \leq |f_{ta}|$
- **Ecuación 2i:** $\frac{M_{c2}h_i}{I} - |P| \left(\frac{1}{A} + \frac{e|h_i|}{I} \right) \geq -|f_{ca}|$

Si se grafican estas ecuaciones se obtiene un paralelogramo que representan estas condiciones, pudiéndose encontrar de esta manera la fuerza mínima con excentricidad máxima, o la fuerza máxima con excentricidad mínima. Es decir si se escoge el punto de máxima sollicitación y se encuentra la fuerza que satisfaga dicha sollicitación, esta fuerza se la puede mantener para toda la viga, (en caso de ser una viga), e ir encontrando una excentricidad que satisfaga las condiciones fundamentales. Es decir, si se grafica para cada punto estas condiciones con la fuerza máxima calculada, se obtiene el *llamado paso del cable* que satisface dentro del rango todas las condiciones fundamentales.

Sin embargo este no es el caso de una viga continua o simplemente apoyada, el proceso constructivo demanda tener una variación de las fuerzas de pretensado para poder satisfacer los esfuerzos crecientes a medida que avanza la construcción del puente. Por lo tanto no se necesita resolver estas ecuaciones para obtener un paso de la fuerza de pretensión que satisfaga las condiciones fundamentales en todas las secciones del puente. Sin embargo, como se notará más adelante en el desarrollo de las ecuaciones, es necesario introducir una excentricidad determinada. En la etapa de construcción esta excentricidad será constante ya que el cable más eficiente es uno recto, sin embargo, una vez unido el puente este comienza a trabajar como una viga continua, cuyo cable más eficiente es aquel que describe una curva similar al diagrama de momentos. En conclusión, será necesario diseñar la geometría del cable para etapa de puente terminado pero que a la vez cumpla con las sollicitaciones de puente en etapa constructiva.

Paso de la fuerza de pretensado.

A partir de las ecuaciones fundamentales se despeja la fuerza correspondiente para cada estado de esfuerzos y se obtienen las siguientes expresiones:

- **Ecuación 1s:**
$$P_{1s} \geq \frac{|f_{CA}| - \frac{M_{C1}|h_s|}{I}}{\frac{1}{A} - \frac{|h_s|e}{I}}$$
- **Ecuación 2s:**
$$P_{2s} \leq \frac{-|f_{TA}| - \frac{M_{C2}|h_s|}{I}}{\frac{1}{A} - \frac{|h_s|e}{I}}$$

- **Ecuación 1i:** $P_{1i} \leq \frac{-|f_{TA}| + \frac{M_{c1}|h_i|}{I}}{\frac{1}{A} + \frac{|h_i|e}{I}}$
- **Ecuación 2i:** $P_{2i} \geq \frac{|f_{CA}| + \frac{M_{c2}|h_i|}{I}}{\frac{1}{A} + \frac{|h_i|e}{I}}$

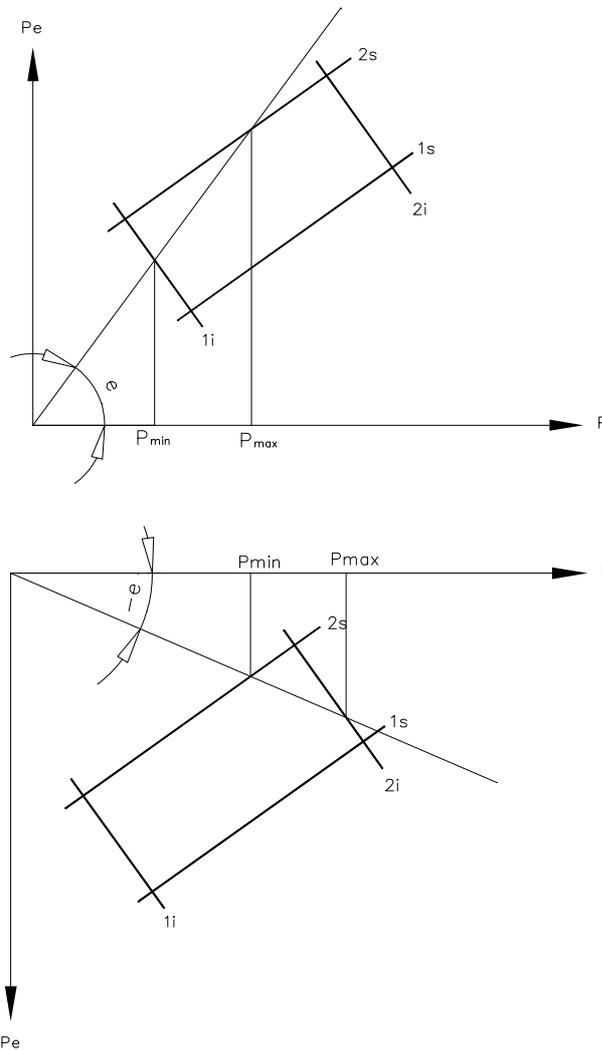
Nombrando a los denominadores de la siguiente manera se procede a realizar el siguiente análisis:

$$D_s = \frac{1}{A} - \frac{|h_s|e}{I}$$

$$D_i = \frac{1}{A} + \frac{|h_i|e}{I}$$

- **Si** $\begin{matrix} D_s > 0 \\ D_i > 0 \end{matrix}$ P_{max} es el mayor valor entre P_{1s} y P_{2i} ;
 P_{min} es el mayor valor entre P_{2s} y P_{1i} ;
- **Si** $\begin{matrix} D_s > 0 \\ D_i < 0 \end{matrix}$ P_{max} es el menor valor entre P_{1s} y P_{1i} ;
 P_{min} es el mayor valor entre P_{2s} y P_{2i} ;
- **Si** $\begin{matrix} D_s < 0 \\ D_i > 0 \end{matrix}$ P_{max} es el menor valor entre P_{2s} y P_{2i} ;
 P_{min} es el mayor valor entre P_{1s} y P_{1i} ;
- **Si** $\begin{matrix} D_s < 0 \\ D_i < 0 \end{matrix}$ P_{max} es el menor valor entre P_{2s} y P_{2i} ;
 P_{min} es el mayor valor entre P_{1s} y P_{2i} ;

Graficando estas ecuaciones se obtiene los siguientes paralelogramos que representan el campo de variación de P dado una excentricidad e.



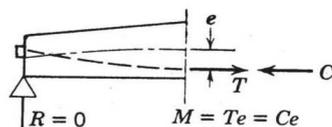
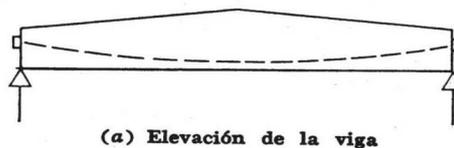
Estos dos gráficos indican las dos posibilidades que se tienen para el paso de la fuerza de pretensado. Las excentricidades pueden ser positivas o negativas dependiendo de la posición del cable medio. Es decir para la excentricidad escogida existe una fuerza de pretensado máxima y mínima, y entre este intervalo cualquier fuerza satisface las condiciones fundamentales para dicha excentricidad.

4.2 VIGAS CONTINUAS

El análisis de vigas continuas postensadas bajo la acción de cargas externas se lo realiza mediante teoría elástica ya que se asume que no existen grietas y que la viga se

comporta como un material elástico homogéneo a diferencia de una viga de concreto reforzado que se agrieta la mayoría de las veces.

Existe una diferencia importante entre una viga postensada continua y una postensada simplemente apoyada y es la introducción de reacciones debidas a la acción del preesfuerzo. En una viga simplemente apoyada esto no ocurre y el sistema es auto equilibrado. Las reacciones en los apoyos son afectadas únicamente por las cargas externas más no por la aplicación del preesfuerzo, el cual tiene influencia únicamente sobre los esfuerzos. Siendo que el preesfuerzo no genera momentos externos, el momento resistente interno también debe ser nulo, es decir la línea de presión del concreto **C** debe coincidir con la línea de presión del acero y así se puede determinar el momento en cualquier sección $M = Te = Ce$

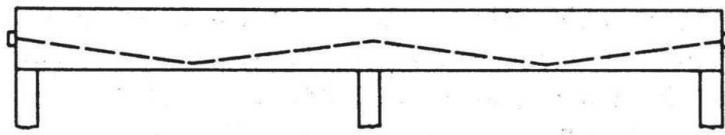


(b) Parte de la viga como cuerpo libre

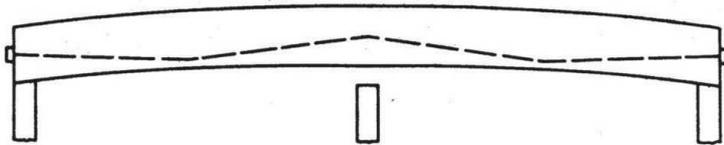
El caso de una viga continua bajo la acción del preesfuerzo es diferente tal como se observa en la siguiente figura:

Si el apoyo no presenta restricciones la viga se deflexionará como se ve en la figura b cuando esta este bajo la acción del preesfuerzo. Si existe restricción por parte del apoyo entonces aparecerá una reacción que impedirá esta deformación. Estas reacciones provocan momentos que se visualizan en el literal d de la figura. Para resistir estos momentos la línea **C** debe quedar a una distancia **a** de la línea **T** (literal e) de tal manera que el momento resistente externo sea igual al externo **M** provocado por las reacciones,

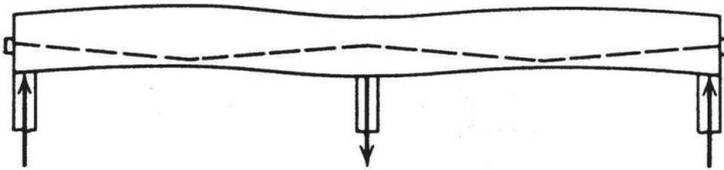
así se tiene que $a = \frac{M}{T}$



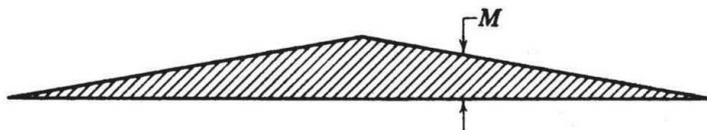
(a) Elevación de la viga



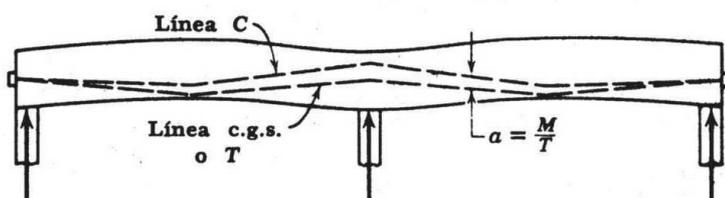
(b) Flexión de la viga bajo el preesfuerzo si no está sostenida por apoyos



(c) Reacciones ejercidas para sostener la viga en su sitio



(d) Diagrama de momentos debido a las reacciones



(e) Desviación de la línea C de la línea c.g.s. debida al momento en (d)

Como se puede ver en la figura del literal d, el diagrama de momentos es únicamente lineal debido a que es generado por cargas puntuales que son las reacciones, es decir la variación de momento entre apoyos también es lineal. A estos momentos se los conoce como momentos secundarios de pretensados, y en la mayoría de casos no son

despreciables sino que son una contribución importante a los momentos producidos por cargas muertas y vivas.

Se conoce como momento primario a aquel producido por la excentricidad del preesfuerzo, de tal modo que el momento resultante será la suma del momento primario más el secundario. Para calcular el valor del momento secundario existen varios métodos, siendo el método de cargas equivalentes el que se aplicará en este estudio por su facilidad y compatibilidad con el análisis de líneas de influencia.

4.3 DETERMINACIÓN DEL MOMENTO SECUNDARIO DE PRETENSADO

El método utilizado para la determinación del momento secundario de pretensado es a través de la determinación de cargas equivalentes para posteriormente aplicar cualquier método usado para la resolución de vigas continuas. En el presente caso este método se lo realizará mediante el uso de líneas de influencia que facilita enormemente el trabajo.

Cargas equivalentes de pretensado.

Una vez que se ha llegado a una configuración adecuada del trazado del cable medio se pueden encontrar cargas equivalentes para dichas geometrías. Una configuración de cable parabólico produce cargas equivalentes uniformemente distribuidas y su valor se encuentra mediante la siguiente expresión:

$$W_{eq} = -P \frac{d^2e}{dx^2}$$

Donde P es la fuerza de pretensado y e es la excentricidad del cable medio.

En este tipo de puente se tendrán tantas cargas equivalentes como dovelas existan ya que sobre cada una de ellas actuará una fuerza distinta.

Dependiendo de la intensidad de la carga y de la geometría del cable medio adoptada estas cargas pueden llegar a producir momentos positivos o negativos sobre los apoyos. Mucha de las ocasiones se llega a un diseño donde los esfuerzos en las fibras superiores e inferiores están bajo los esfuerzos admisibles sin embargo los momentos secundarios de pretensado llegan a representar el 5% del momento por cargas de servicio. Esto puede ser favorable en el caso de ser un momento negativo que reduzca el momento en el centro y que aumente el valor en el apoyo ya que se reducirían las deformaciones, sin embargo si se da el caso contrario se suscitan problemas como un incremento de deformaciones y aumento de la cantidad de acero de refuerzo, por esta razón es deseable

llegar a un diseño balanceado y aprovechar de la mejor manera estas cargas inducidas por el preesfuerzo.

5. LINEAS DE INFLUENCIA Y CARGAS MOVILES

El análisis de líneas de influencia es una parte fundamental en el proceso de diseño de puentes ya que proveen al ingeniero de una manera gráfica y muy precisa donde se deben ubicar las cargas para provocar los esfuerzos máximos en una sección dada.

Se define como una curva cuya ordenada da el valor de una respuesta estructural: reacción, corte, momento, etc en un elemento o sección fijos de una estructura (barra, viga, columna, etc) cuando una carga unitaria esta ubicada en la abscisa correspondiente.

Un principio sumamente útil es el principio de Muller-Breslau el cual dice lo siguiente:

“La línea de influencia para una reacción o un esfuerzo que actúa en i en una estructura elástica estáticamente indeterminada es, para alguna escala, su curva elástica, la cual se obtiene retirando la restricción correspondiente a dicha reacción o esfuerzo e introduciendo en su lugar el desplazamiento correspondiente, compatible con las demás restricciones.”

Este principio facilita la obtención de las líneas de influencia para las distintas acciones ya que su problema radica en determinar los valores de la curva elástica.

Esta idea se ilustra en la siguiente gráfica.

Para normalizar una curva elástica que representa la línea de influencia se debe realizar el siguiente procedimiento:

- Para L.I de reacciones: el desplazamiento máximo obtenido de retirar dicha restricción dividido para cada valor de la elástica.
- Para L.I de corte: la suma de los valores absolutos de desplazamiento izquierdo y derecho obtenidos de retirar la continuidad en ese punto dividido para cada punto de la elástica.
- Para L.I de momento: la suma de los valores absolutos de giros izquierdo y derecho obtenidos de retirar la continuidad en ese punto dividido para cada punto de la elástica.

Si la inercia de la viga es constante se pueden obtener expresiones matemáticas fácilmente que permiten obtener resultados exactos, sin embargo el ejemplo que se desarrollará más adelante presenta inercia variable, lo que requiere subdividir a la

viga en sub elementos de 25cm cada uno para poder resolverla mediante el método de rigideces. Este análisis es aproximado y converge a su resultado real mientras más pequeños sean los elementos. La longitud del sub elemento (25cm) presenta una buena aproximación y no requiere de tiempo excesivo a diferencia de utilizar un elemento de 10cm que no varía mucho en su resultado pero toma el doble de tiempo de resolución.

Figura 5.1 Esquemas de líneas de influencia para reacciones, corte y momento.

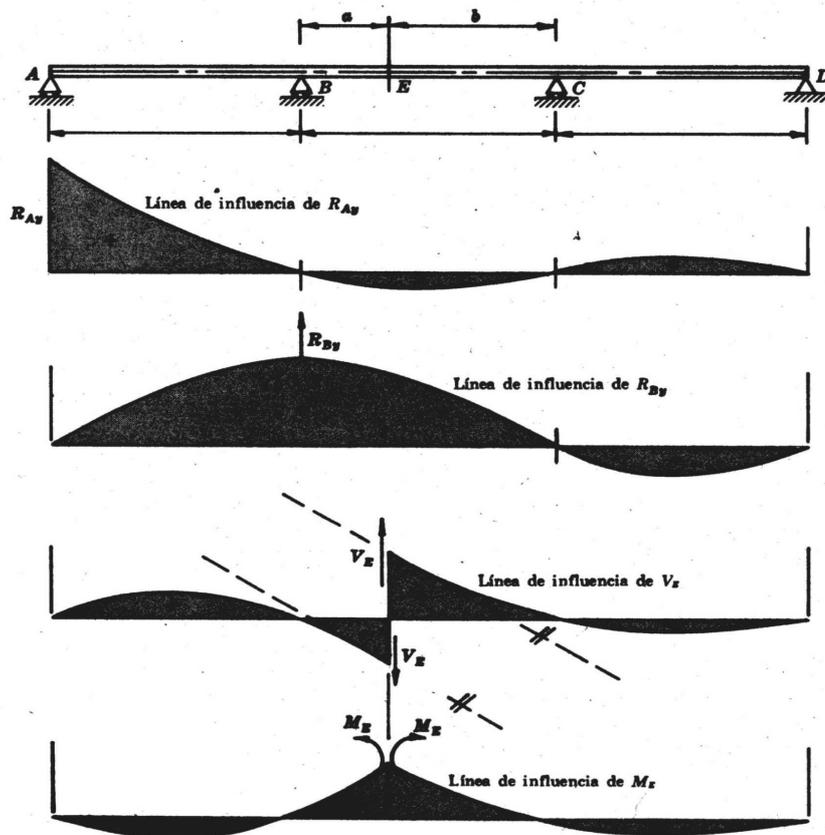


Fig. 11-4. Curva elástica como línea de influencia en una viga de tres tramos.

Para obtener momentos y cortes bajo la acción de cargas distribuidas es necesario calcular el área bajo las curvas elásticas correspondientes, para lo cual se aplicó el método de Simpson de integración numérica.

Para la resolución de líneas de influencia se han desarrollado 3 programas que son los siguientes:

- Líneas de influencia de momentos en los apoyos.

- Líneas de influencia de momentos en tramos intermedios
- Líneas de influencia de corte en apoyos y tramos intermedios.
-

Las cargas móviles estipuladas en la norma son las siguientes (cargas HS-MOP)

A3.7.2 Se usará la carga HS MOP con sus siguientes magnitudes:

- Peso total: 40910 kg
- Peso del eje delantero: 4550 kg
- Peso del segundo eje: 18180 kg
- Peso del tercer eje: 18180 kg
- Ancho del carril de tráfico: 3.60 m
- Ancho que ocupa la carga por carril: 3.0 m
- Distancia entre centros de rueda: 1.80 m
- Distancia entre ruedas y el borde: 0.60 m
- Carga de línea equivalente: 1190 kg/m/carril
- Carga puntual para momentos: 10210 kg/carril
- Carga puntual para cortante: 14760 kg/carril

A 3.11.3 Para la determinación del momento máximo negativo en luces continuas se debe considerar la carga equivalente más dos fuerzas puntuales de igual magnitud ubicadas en las posiciones más desfavorables para producir los efectos máximos sobre los miembros en análisis.

Para la determinación de los momentos máximos positivos se debe usar solo una carga concentrada combinada con tantas luces cargadas para producir los efectos máximos bajo el miembro en análisis.

6. DISEÑO DE SECCIONES POR FLEXION

El análisis que a continuación se presenta sirve tanto para concreto reforzado como para concreto preesforzado. A los miembros estructurales con una combinación de acero de refuerzo y cables de pretensado se los conoce como parcialmente preesforzados.

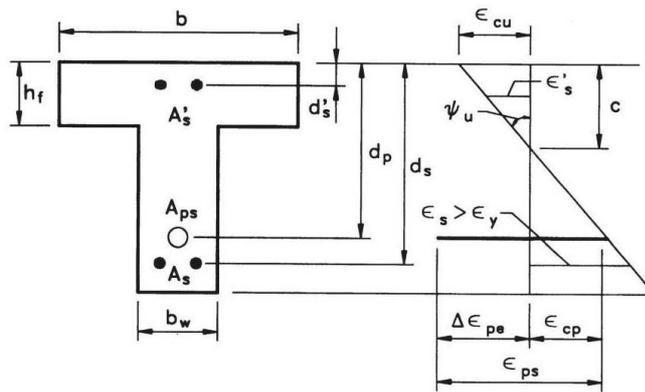
Existen dos clases de tendones y que se los debe diferenciar claramente para realizar el análisis: tendones adheridos y no adheridos. Los adheridos son aquellos que se los inyectan para sellarlos y de esta manera forman un solo elemento con el hormigón, es decir se puede plantear la compatibilidad de deformaciones en una sección cualquiera.

En los tendones no adheridos esta compatibilidad no se la puede plantear para determinar la deformación y su esfuerzo correspondiente en el correspondiente tendón. En un tendón de esta naturaleza la deformación total debe ser igual a la deformación del hormigón entre puntos de anclaje. Esto resulta en un esfuerzo uniforme sobre la longitud total del tendón entre puntos de anclaje. Este caso no se analizará en este trabajo ya que se usarán tendones adheridos.

6.1 PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO PARA VIGAS CON TENDONES ADHERIDOS.

Considerando la siguiente figura 6.1 se plantea la compatibilidad de deformaciones para el hormigón alrededor del tendón adherido.

Figura 6.1 Deformaciones en una viga parcialmente preesforzada.



Usando triángulos semejantes se tiene la siguiente expresión:

$$\epsilon_{cp} = -\epsilon_{cu} \frac{d_p - c}{c} = -\epsilon_{cu} \left(\frac{d_p}{c} - 1 \right) \quad \text{Eq. 6.1}$$

, donde ϵ_{cu} es la deformación en el hormigón en las fibras extremas, d_p es la distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centro de gravedad de los cables de pretensión y c es la distancia del eje neutro medida desde la fibra extrema de compresión.

La deformación en el acero de pretensado es igual a:

$$\epsilon_{ps} = \epsilon_{cp} + \Delta\epsilon_{pe} \quad \text{Eq. 6.2}$$

Reemplazando la Eq. 7.1 en la 7.2 se obtiene:

$$\epsilon_{ps} = -\epsilon_{cu} \left(\frac{d_p}{c} - 1 \right) + \Delta\epsilon_{pe} \quad \text{Eq. 6.3}$$

, donde $\Delta\varepsilon_{pe}$ es aproximadamente igual a $\frac{f_{pe}}{E_p}$ y permanece constante durante la vida

del elemento estructural.

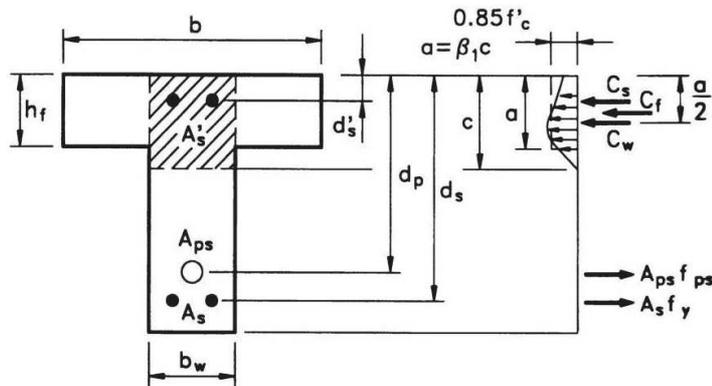
Conocidos los valores de $\Delta\varepsilon_{pe}$ y ε_{cu} el valor de la deformación del acero de pretensado

y su correspondiente esfuerzo depende de la relación $\frac{c}{d_p}$. Para determinar el valor del

eje neutro a partir de las fuerzas de la figura 6.2 se debe determinar primero el valor de

f_{ps} que depende de la relación $\frac{c}{d_p}$.

Figura 6.2 Fuerzas en una viga parcialmente preesforzada.



f_{ps} se puede determinar a partir de una expresión presentada por Naaman, 1992 y adoptada por la AASHTO como sigue:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad \text{Eq. 6.4}$$

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad \text{Eq. 6.5}$$

Para aceros de baja relajación con $f_{pu}=1860$ Mpa, la tabla 2.2 da $\frac{f_{py}}{f_{pu}}=0.90$ y

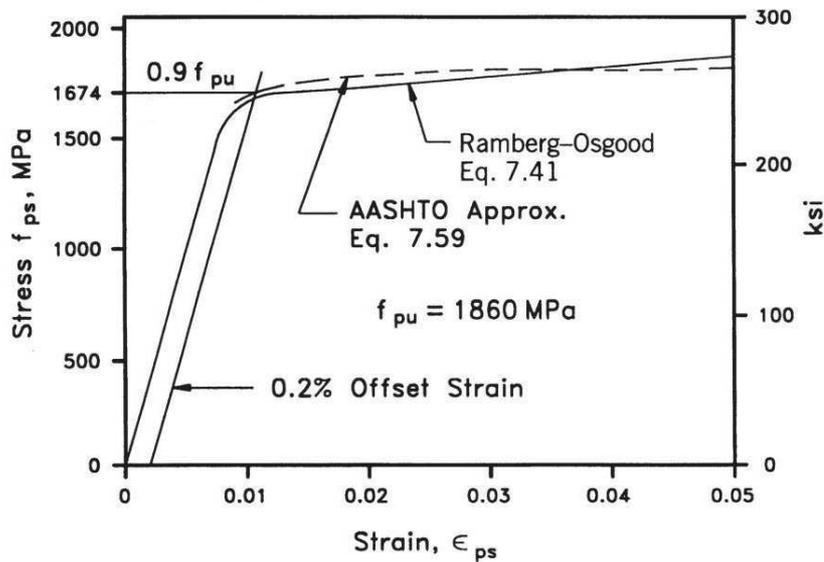
$k=0.28$. Usando $E_p=197$ Gpa, despreciando la deformación ε_{ce} , y asumiendo una deformación en el concreto de $\varepsilon_{cu} = -0.003$ y $f_{pe} = 0.56f_{pu}$ las ecuaciones 7.3 y 7.4 se convierten en las siguientes expresiones:

$$\epsilon_{ps} = 0.003 \frac{d_p}{c} + 0.0023 \quad \text{Eq. 6.6a}$$

$$f_{ps} = 1860 \left(1 - 0.28 \frac{c}{d_p} \right) \quad \text{Eq. 6.6b}$$

Substituyendo valores para la relación $\frac{c}{d_p}$ desde 0.05 a 0.5 en las dos ecuaciones anteriores se obtiene la aproximación de la curva esfuerzo deformación en la figura 6.3. Aquí se compara con la expresión presentada por Lamber Osgood.

Figura 6.3 Curva esfuerzo deformación para cable de baja relajación.



Planteando la sumatoria de fuerzas de la figura 6.2 se tiene lo siguiente:

$$C_n = T_n \quad \text{Eq. 6.7}$$

$$C_n = C_w + C_f + C_s \quad \text{Eq. 6.7a}$$

$$T_n = A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \quad \text{Eq. 6.7b}$$

, donde

- C_w es la fuerza de compresión del concreto en el alma.
- C_f es la fuerza de compresión en el patín.
- C_s es la fuerza de compresión en el acero no preesforzado.
- A_{ps} es el área de acero de pretensado.

- f_{ps} es el esfuerzo promedio de pretensión en el acero calculado con la capacidad nominal de flexión y se lo calcula con la ecuación 6.4
- A_s es el área del acero de refuerzo en tensión.
- f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo en tensión.

De acuerdo a la aproximación del bloque rectangular de esfuerzos la fuerza de compresión en el alma es igual a:

$$C_w = 0.85 f'_c ab_w = 0.85 f'_c \beta_1 cb_w \quad \text{Eq. 6.8}$$

, donde β_1 es 0.8 para un $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

Este esfuerzo corresponde a la parte achurada de la figura 6.2 por lo tanto el esfuerzo en la parte restante del patín es igual a:

$$C_f = 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \quad \text{Eq. 6.9}$$

La fuerza de compresión en el acero de compresión C_s asume que su deformación ϵ'_s en la figura 6.1 es mayor o igual que la deformación en la fluencia ϵ'_y , por lo tanto si esta contribución a la fuerza de compresión se toma en cuenta se deberá comprobar este supuesto.

$$C_s = A'_s f'_y \quad \text{Eq. 6.10}$$

La comprobación de la fluencia del acero de compresión se la puede calcular de las relaciones de triángulos rectángulos de la figura 6.1 y compararla con el valor de la

relación $\epsilon'_y = \frac{f'_y}{E_s}$. De la figura 6.1 se deduce la siguiente expresión:

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \frac{c - d'_s}{c} = \epsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'_s}{c} \right) \quad \text{Eq. 6.11}$$

Al sustituir la expresión de f_{ps} de la ecuación 6.6b en la ecuación 6.7b se obtiene la siguiente expresión:

$$T_n = A_{ps} f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) + A_s f_y \quad \text{Eq. 6.12}$$

La fuerza total de compresión se obtiene al remplazar las ecuaciones 6.8, 6.9, 6.10 en la ecuación 6.7a :

$$C_n = 0.85 f'_c \beta_1 cb_w + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f + A'_s f'_y \quad \text{Eq. 6.13}$$

Al despejar c de la ecuación 6.7 se obtiene la expresión para la distancia del eje neutro:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85\beta_1 f'_c b_w + k \frac{A_{ps}f_{pu}}{d_p}} \geq h_f \quad \text{Eq. 6.14}$$

Si c es menor que h_f el eje neutro esta dentro del patín y c se debe recalculer tomando a $b_w = b$. Esta ecuación es completamente general y asume que el acero de compresión ha fluido lo que debe ser comprobado como ya se indico anteriormente. Si este no lo ha hecho se debe remplazar el valor de f_y por f'_s . Como alternativa se puede descartar la contribución de este acero a la fuerza total de compresión y solo tomar la que desarrolla el hormigón.

6.2 CAPACIDAD NOMINAL A FLEXION.

Conocidos todos los parámetros que participan en la determinación de las fuerzas de compresión y tensión se plantea la sumatoria de momentos alrededor de C_w :

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{a}{2} - d'_s \right) + C_f \left(\frac{a - h_f}{2} \right) \quad \text{Eq. 6.15}$$

Substituyendo los valores de C_s y C_f se llega a la expresión general:

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left(\frac{a}{2} - d'_s \right) + 0.85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a - h_f}{2} \right)$$

Si la distancia del eje neutro c es menor que h_f entonces se debe recalculer la expresión anterior igualando b_w a b .

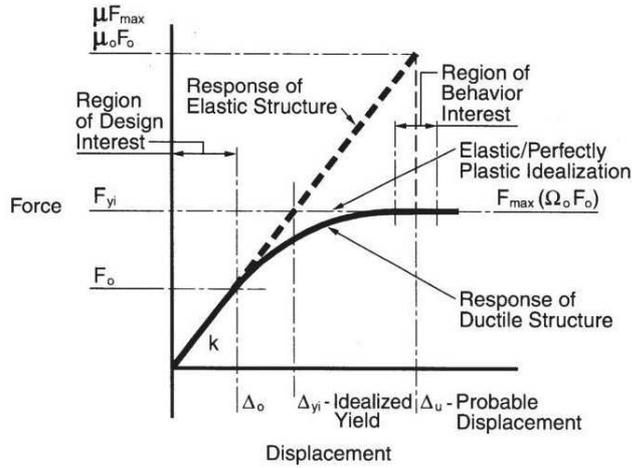
6.3 DUCTILIDAD Y CUANTIAS DE REFUERZO.

Ductilidad se define como la relación entre el anticipado nivel de desplazamiento y el desplazamiento idealizado de fluencia Δ_u / Δ_{yi} y esta demanda puede ser del orden de 10. En el siguiente gráfico se ilustra el comportamiento de una estructura dúctil.

En un punto dado el desplazamiento aumenta sin que la fuerza se incremente, lo que se representa como la respuesta de una estructura dúctil.

La ductilidad es de suma importancia porque permite a la viga tener una mayor capacidad de deformación (desplazamientos y rotaciones) sin que esta llegue a colapsar, además que la ductilidad permite la redistribución de cargas y momentos en vigas continuas. Ante cargas sísmicas realiza un papel importante al disipar la energía.

Figura 6.4 Respuesta de una estructura dúctil



En la siguiente figura se muestra la relación idealizada de momento-curvatura para una viga de hormigón reforzada.

La ductilidad se la escribe también en términos de giros de la siguiente manera:

$$u = \psi_u / \psi_y$$

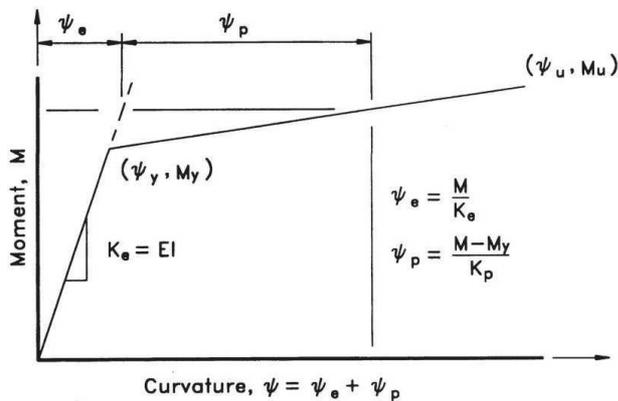
La curvatura en el estado límite se puede determinar a partir de la figura 6.1 como

$$\psi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c}$$

$$\psi_y = \frac{M_y}{EI}$$

Mientras mayor sea el índice de ductilidad, mayor será la capacidad de rotación que tenga una viga y mayor serán las deformaciones antes de que ocurra el colapso.

Figura 6.5 Relación bilineal momento-curvatura.



Una mejor medida de la ductilidad es a través de la capacidad de rotación que se puede desarrollar en la rótula plástica en una viga. La rotación plástica aproximada en la rótula, que es una medida de la ductilidad se define como:

$$\theta_p = \psi_u d = \epsilon_{cu} \frac{d}{c}$$

De esta expresión se puede ver claramente que la ductilidad puede ser incrementada modificando los siguientes parámetros:

- Incrementando deformación ϵ_{cu} a través de un mejor confinamiento del hormigón.
- Bajando la distancia del eje neutro c , lo que se logra incrementando la resistencia del hormigón, aumentando el área de la sección en compresión, incrementando el área de refuerzo en compresión o disminuyendo la cuantía de acero en tensión, sea este pretensado o normal.

Anteriormente se controlaba la ductilidad poniendo una cuantía máxima de acero que se definía como un porcentaje de la cuantía balanceada.

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \leq \rho_{\max} = 0.75\rho_b \quad \text{Eq. 6.16}$$

Las condiciones que producen una cuantía balanceada de acero requieren que la deformación del concreto ϵ_c alcance su deformación ϵ_{cu} cuando la deformación del acero ϵ_s alcance ϵ_y . La cuantía balanceada es igual a:

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{bd} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \frac{|\epsilon_{cu}|}{|\epsilon_{cu}| + \epsilon_y} \quad \text{Eq. 6.17}$$

El índice de refuerzo mecánico ω es igual a:

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} \quad \text{Eq. 6.18}$$

Multiplicando la ecuación 6.16 por f_y/f'_c y substituyendo en la ecuación 6.17 se obtiene

$$\omega \leq 0.64\beta_1 \frac{|\epsilon_{cu}|}{|\epsilon_{cu}| + \epsilon_y} \quad \text{Eq. 6.19}$$

Reemplazando $\epsilon_{cu} = -0.003$ y $\epsilon_y = 0.002$ la ecuación 6.19 se convierte en:

$$\omega \leq 0.38\beta_1 \quad \text{Eq. 6.20}$$

La limitación impuesta para el índice de refuerzo mecánico preesforzado es el siguiente:

$$\omega_p \leq \frac{A_{ps} f_{ps}}{bd_p f'_c} \leq 0.36\beta_1 \quad \text{Eq. 6.21}$$

Una mejor manera de controlar una falla frágil en compresión es poner límite a la distancia del eje neutro c . Así se tiene para el índice de refuerzo normal la siguiente expresión:

$$\omega = \frac{A_s f_y}{bd_s f'_c} = \frac{0.85 f'_c \beta_1 cb}{bd_s f'_c} = 0.85\beta_1 \frac{c}{d_s} \quad \text{Eq. 6.22}$$

Y para el índice de refuerzo pretensado la siguiente expresión:

$$\omega = \frac{A_{ps} f_{ps}}{bd_p f'_c} = \frac{0.85 f'_c \beta_1 cb}{bd_p f'_c} = 0.85\beta_1 \frac{c}{d_p} \quad \text{Eq. 6.23}$$

De este modo poniendo límites a la relación $\frac{c}{d}$ asegura una ductilidad mínima en el miembro, para lo cual se requiere establecer un valor límite para las ecuaciones 6.22 y 6.23 y una distancia efectiva para el acero de refuerzo. De acuerdo a Naaman ambas ecuaciones se las debe restringir al valor de $0.36\beta_1$, este valor ha sido adoptado también por la AASHTO. La distancia efectiva para el acero de tensión es la siguiente:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad \text{Eq. 6.24}$$

Por lo tanto se llega a la siguiente expresión:

$$0.85\beta_1 \frac{c}{d_e} \leq 0.36\beta_1$$

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad \text{Eq. 6.25}$$

que es el límite que asegura tener una estructura dúctil. Este análisis permite conjugar acero de pretensado con el refuerzo normal y facilita pasar de una sección rectangular a una sección T sin hacer mayores cambios.

Una cuantía mínima de refuerzo basada en el momento de agrietamiento de la sección M_{cr} protege a la sección de una posible falla en tensión.

A 9.18.2 La cantidad total de acero pretensado y normal debe ser la adecuada para desarrollar un momento último en la sección crítica de por lo menos $1.2M_{cr}$

$$\phi M_n = 1.2M_{cr}$$

, donde el valor de M_{cr} es el siguiente:

$$f_{cr} = 0.33\sqrt{f'_c} \quad [\text{Mpa}]$$

6.4 PROCESO DE DISEÑO

A continuación se detalla el proceso de diseño para secciones bajo flexión:

1. Determinar el acero de refuerzo para losas superior e inferior establecido en la norma AASHTO como valores empíricos según los siguientes artículos:

A 8.17.2.3 Se deberá proveer de acero de distribución en la parte inferior de la losa superior para transmitir de manera adecuada las cargas móviles hacia el refuerzo transversal. Este acero se lo colocará paralelo al tráfico y será un porcentaje del acero principal.

$$\% = \frac{1.21}{\sqrt{S}} \leq 0.67 A_{sp}$$

, donde S es la longitud efectiva del tramo, y A_{sp} es el acero principal por momento positivo.

A 8.20.1 La cuantía mínima de refuerzo para soportar los esfuerzos por contracción y temperatura debe ser igual a 2.64 cm²/m y su espaciamiento no será mayor a 3 veces el grosor de la losa ni 45cm.

A 8.17.2.3 Refuerzo de losas inferiores para secciones cajón: Se debe proveer de un área mínima de acero paralelo a la longitud de la luz igual al 0.3% del área del patín. Su espaciamiento no será mayor a 45cm.

A 8.17.2.3.2 El acero mínimo de distribución para la losa inferior ubicado paralelo a la longitud de la luz debe ser del 0.5% del área transversal de la losa.

A 12.5.3.3 El acero de piel debe ser distribuido sobre ambas caras del alma. La capacidad mínima de tensión debe ser $120b_w s$. El espaciamiento vertical s no debe exceder d/3 ni 30cm

Comentario [PC1]: Corregir unidades

Estas son las cuantías requeridas bajo un diseño empírico y se las adoptará como refuerzo mínimo en caso de que el refuerzo calculado sea inferior a estos valores.

2. Se determina el eje neutro c estimando un valor del acero A_s tal que $\phi M_n \leq 1.2M_{cr}$ o $\phi M_n \leq M_u$. Si $4/3 A_s$ calculado debido a $M_u < A_s$ calculado debido a $1.2M_{cr}$, se usa $4/3 A_s$ debido a M_u , de lo contrario A_s debido a $1.2M_{cr}$. Si el acero es menor que los valores empíricos, usar los valores empíricos y calcular ϕM_n .

3. Calcular el valor d_e y determinar la relación $c/d_e \leq 0.42$, si excede este valor tomar en cuenta acero de compresión para el análisis.
4. Determinar la deformación del acero de compresión a partir de la ecuación 6.11 para establecer si se encuentra en fluencia o no. Este es un proceso iterativo que requiere de al menos unas cinco corridas hasta concordar los valores, ya que el eje neutro c depende también del valor de ε'_s .
5. Si se desea usar el acero de piel como contribuyente a la fuerza de compresión C se debe realizar el análisis de compatibilidad de deformaciones para establecer su nivel de esfuerzo.

7. DISEÑO DE SECCIONES POR CORTE.

Una adecuada compresión del modo de falla por cortante permite obtener diseños más seguros y eficientes. Las vigas de gran altura tienen el mismo mecanismo de transmisión de cargas que una viga de proporciones comunes y por lo tanto el AASHTO recomienda usar la teoría de cercha puntal, la cercha para representar el concreto en compresión y el puntal para representar el acero en tensión.

La capacidad a flexión no se puede desarrollar en una viga si no existe un adecuado diseño por corte, es decir si el espesor del alma es muy delgado o si el refuerzo transversal no es el adecuado.

7.1 TEORÍA DE CERCHA DE ANGULO VARIABLE

La teoría de cercha de ángulo variable se presenta a continuación de manera sencilla y se analiza porque esta no predice de manera adecuada los resultados esperados, debido a lo cual se incurrió en la teoría modificada de compresión que explica de mejor manera el comportamiento de una viga para resistir los esfuerzos de corte.

La capacidad nominal V_n de una sección para resistir corte se la expresa de la siguiente manera:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

Las siguientes figuras son la base del análisis de la teoría de cercha de ángulo variable de las cuales se obtienen los siguientes resultados:

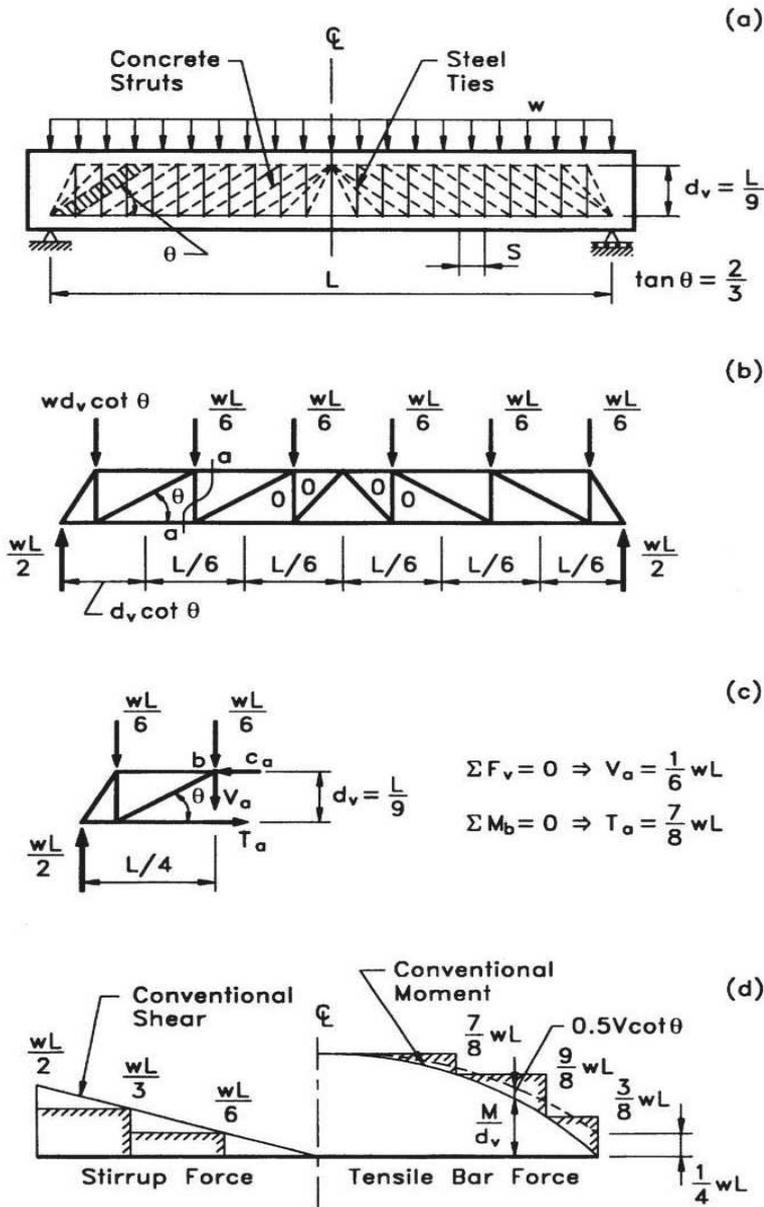
Del diagrama de cuerpo libre de la figura 7.2 (sección del alma en flexión pura) se determina la expresión para la fuerza que soporta un estribo. Haciendo la sumatoria de

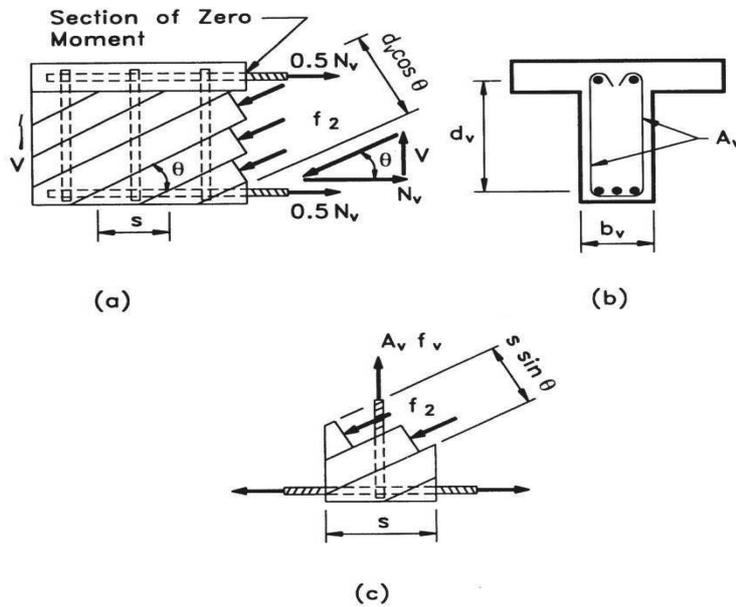
fuerzas a partir de la figura 7.2 a se tiene la siguiente expresión para la fuerza soportada por el estribo:

$$V = f_2 b_v d_v \cos \theta \sin \theta$$

$$f_2 = \frac{V}{b_v d_v \cos \theta \sin \theta}$$

Eq. 7.1





, donde f_2 es el esfuerzo principal de compresión en el alma y b_v es el espesor mínimo del alma dentro de la longitud d_v . Del diagrama de fuerzas de la figura 7.2a se obtiene que:

$$N_v = V \cot \theta \quad \text{Eq. 7.2}$$

, donde N_v es la fuerza de tensión en la dirección longitudinal necesaria para equilibrar la fuerza V en la sección. La fuerza de tensión N_v se asume que se divide equitativamente entre los cordones superior e inferior del modelo de cercha, sumando a la tensión en la parte inferior y restando de la compresión en la parte superior. La fuerza adicional de tensión $0.5V \cot \theta$ se muestra sumándose a la fuerza de tensión M/d_v en el diagrama de la figura 7.1d. La resultante obtenida en línea punteada es una buena representación de las fuerzas escalonadas de tensión.

La figura 7.2c representa un nodo del cordón inferior del modelo de cercha con una longitud tributaria igual al espaciamiento de los estribos s . Haciendo sumatoria de fuerzas y balanceando la fuerza vertical en el estribo con la componente vertical de la fuerza diagonal de compresión aplicada sobre el espaciamiento entre estribos resulta la siguiente expresión:

$$A_v f_v = f_2 s b_v \sin^2 \theta \quad \text{Eq. 7.3}$$

,donde A_v es al área de las ramas del estribo y f_v es el esfuerzo de tensión en el estribo.

Sustituyendo la ecuación 7.1 en la ecuación 7.3 se llega a la siguiente expresión:

$$A_v f_v = \frac{V s b_v \sin^2 \theta}{b_v d_v \cos \theta \sin \theta} = \frac{V s}{d_v} \tan \theta$$

$$V = \frac{A_v f_v d_v}{s} \cot \theta \quad \text{Eq. 7.4}$$

La expresión 7.4 no se la puede determinar exactamente pues su resultado depende de variables no conocidas. Las tres ecuaciones que se utilizaron para la derivación de la ecuación 7.4 contienen 4 incógnitas que son θ , f_v , N_v y f_2 por lo tanto no existe una solución única. Una opción es asumir $\theta = 45$, y f_v como una fracción de f_y .

Mediante la ecuación 7.4 la capacidad a corte de una viga depende del esfuerzo de tensión en el estribo y de la orientación del esfuerzo principal de compresión en el concreto, sin embargo no utiliza ninguna contribución del concreto para resistir esfuerzos de tensión lo que significa que la fuerza cortante solo la resiste el refuerzo transversal V_s y V_p dependiendo de su geometría.

A partir de la ecuación 7.2 se puede ver claramente que un incremento de la fuerza de corte deriva en una fuerza axial que incrementa el esfuerzo en el refuerzo longitudinal.

Esta teoría no permite obtener la orientación del esfuerzo principal de compresión en el concreto y no considera la contribución del hormigón para resistir esfuerzos e tensión, elementos que la teoría modificada de compresión si lo hace.

7.4 PROCESO DE DISEÑO USANDO TEORÍA MODIFICADA DE COMPRESIÓN.

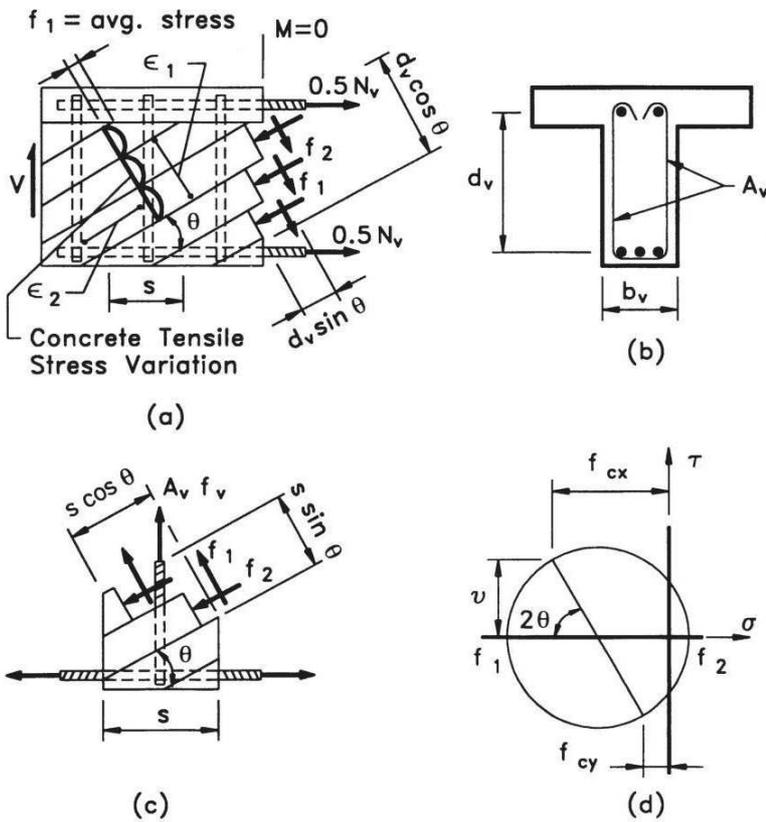
Esta teoría está basada en una teoría de tensión para vigas de acero, excepto que en vigas de hormigón las diagonales de tensión se agrietan y la diagonal de compresión es la principal fuerza colaborante para resistir los esfuerzos de corte. Esta teoría introduce el esfuerzo principal de tensión para proporcionar una explicación más realista del verdadero comportamiento de vigas sujetas a esfuerzo cortante.

Antes del agrietamiento se considera al alma de la viga como homogénea y después del mismo el refuerzo transversal absorbe las fuerzas de tensión y el concreto las fuerzas de compresión. Si no se ignora la capacidad del hormigón para resistir esfuerzos de tensión

y se considera que absorbe parte de la fuerza de tensión, entonces se genera un estado modificado de esfuerzos, el cual explica esta teoría.

Los esfuerzos entre el concreto y el hormigón pueden ser distintos después del agrietamiento pero no sus deformaciones, las cuales son compatibles. Estas deformaciones unidas con las ecuaciones de equilibrio permiten determinar el ángulo θ y la resistencia a cortante de un miembro de hormigón armado. Se puede construir un círculo de Mohr de deformaciones a partir del conocimiento de 3 deformaciones y sus orientaciones en un mismo punto.

Del equilibrio de fuerzas de la figura 7.3a se obtiene la siguiente expresión:



$$V = f_2 b_v d_v \cos \theta \sin \theta + f_1 b_v d_v \sin \theta \cos \theta$$

, donde el esfuerzo principal de compresión f_2 se lo expresa como:

$$f_2 = \frac{v}{\sin \theta \cos \theta} - f_1 \tag{Eq 7.5}$$

, y v es el esfuerzo promedio de corte que se define como:

$$v = \frac{V}{b_v d_v} \quad \text{Eq 7.6}$$

Del equilibrio de fuerzas de la figura 7.3c se obtiene la siguiente expresión:

$$A_v f_v = f_2 s b_v \sin^2 \theta - f_1 s b_v \cos^2 \theta \quad \text{Eq 7.7}$$

Reemplazando las expresiones de las ecuaciones 7.5 y 7.6 por sus respectivos valores en la ecuación anterior se llega a la siguiente expresión:

$$V = f_1 b_v d_v \cot \theta + \frac{A_v f_v d_v}{s} \cot \theta \quad \text{Eq 7.8}$$

Esta ecuación representa la contribución a la resistencia a cortante que proporcionan el concreto y el acero de refuerzo transversal. A diferencia de la teoría de ángulo variable de cercha, la teoría modificada de compresión si introduce la contribución del concreto para resistir esfuerzos de tensión como se ve en el primer término de la ecuación 7.8.

Planteando ecuaciones constitutivas se han llegado a las ecuaciones finales que se describen en el siguiente proceso de diseño:

1. Obtener los valores V_u y M_u a partir de las envolventes correspondientes.

Calcular el brazo de palanca d_v que se define como la distancia entre las resultantes de compresión y tensión pero no debe ser menor que $0.9 d_e$ o $0.72 h$.

2. Calcular el esfuerzo nominal de corte $v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$ y obtener la relación de

esfuerzo cortante v/f'_c . Si esta relación es mayor que 0.25 se deberá aumentar el tamaño de la sección.

3. Estimar un valor de θ , cuyo valor de partida se lo puede establecer en 40 grados y calcular la deformación longitudinal a partir de la siguiente ecuación:

$$\epsilon_x = \frac{(M_u / d_v) + 0.5 N_u + 0.5 V_u \cot \theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \leq 0.002$$

, donde f_{po} es el esfuerzo en el acero de pretensado cuando el esfuerzo en el concreto que lo rodea es cero. Se lo puede estimar $f_{po} \approx f_{pe}$.

Si la expresión anterior esta es negativa significa que existe una fuerza de precompresión bastante grande y la parte correspondiente a tensión ahora se encuentra comprimida e incrementa la rigidez longitudinal, por lo tanto el denominador de la ecuación se lo debe cambiar por la siguiente expresión:

$$E_c + E_s A_s + E_p A_{ps}$$

- Con los valores de v/f'_c y ε_x determinar θ a partir de la figura 7.4b y compararlo con el valor estimado en el paso anterior. Si difiere recalcular θ con los mismos valores de v/f'_c y ε_x hasta que sean iguales en dos iteraciones. Con el valor de θ determinar β a partir de la figura 7.4a.
- Calcular la resistencia a cortante que debe proporcionar el refuerzo transversal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_p - V_c$$

- Calcular el espaciamiento requerido para un área de refuerzo asumido:

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v}{V_s} \cot \theta$$

, pero no deberá ser menor que el espaciamiento requerido debido a una cuantía mínima de refuerzo dada por la AASHTO:

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v}{V_c}$$

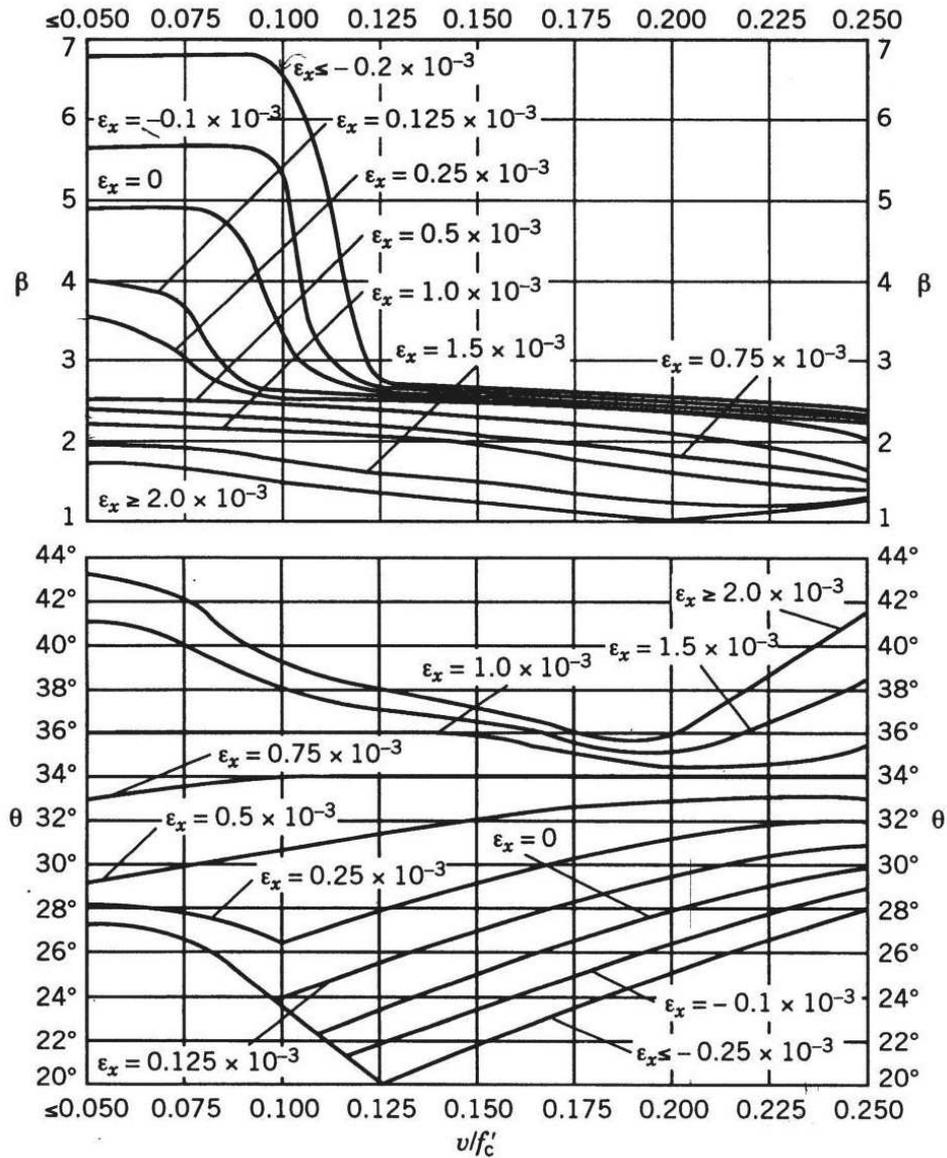
También debe satisfacer los siguientes requerimientos dados por la AASHTO:

$$\text{Si } V_u \leq 0.1 f'_c b_v d_v \longrightarrow s \leq 0.8 d_v \leq 600 \text{ mm}$$

$$\text{Si } V_u \geq 0.1 f'_c b_v d_v \longrightarrow s \leq 0.4 d_v \leq 300 \text{ mm}$$

Este es el proceso de diseño basado en la teoría modificada de compresión y que permite tener una mejor aproximación al verdadero comportamiento ante esfuerzos de corte en un miembro de hormigón armado.

Figura 7.4 Valores de θ y β para secciones con alma reforzada. AASHTO 1994



8. MEMORIA DE CÁLCULO.

En el presente capítulo se detallará el proceso seguido para el diseño de la superestructura del puente sobre la quebrada Gualo. No se ha incurrido en el diseño de la infraestructura, sin embargo se asume unas dimensiones de pilas.

El plano topográfico se encuentra en el Anexo 2 donde se detalla la implantación del puente de acuerdo a las recomendaciones geotécnicas para el sitio de cimentación.

8.1 SECCION TRANSVERSAL.

Las dimensiones de la sección transversal pretenden no simplemente asegurar un correcto desempeño del puente en teoría sino que constructivamente debe proveer de facilidades como ancho suficiente para alojamiento de anclajes y correcto hormigonado, espacio adecuado para mantenimiento y proceso de tesado de los cables y paso de tuberías en caso de ser necesario.

Una sección acartelada longitudinalmente es muy deseable debido a sus efectos beneficiosos en cuanto a reducción de peso propio, reducción de momentos en el claro central y consecuentemente reducción de deformaciones. Además el diseño más eficiente es aquel cuyos diagramas de momentos de etapa constructiva sean muy similares a los diagramas de momentos en etapa de puente terminado. Si esto se logra el diseño de los cables de etapa constructiva cubrirá los requerimientos de puente terminado y se necesitará una cantidad mínima de cables para solidarizar las secciones.

Las secciones transversales elegidas en el apoyo y en el centro de la luz son las siguientes:

| **Figura 8.1 Sección transversal en los apoyos centrales.**

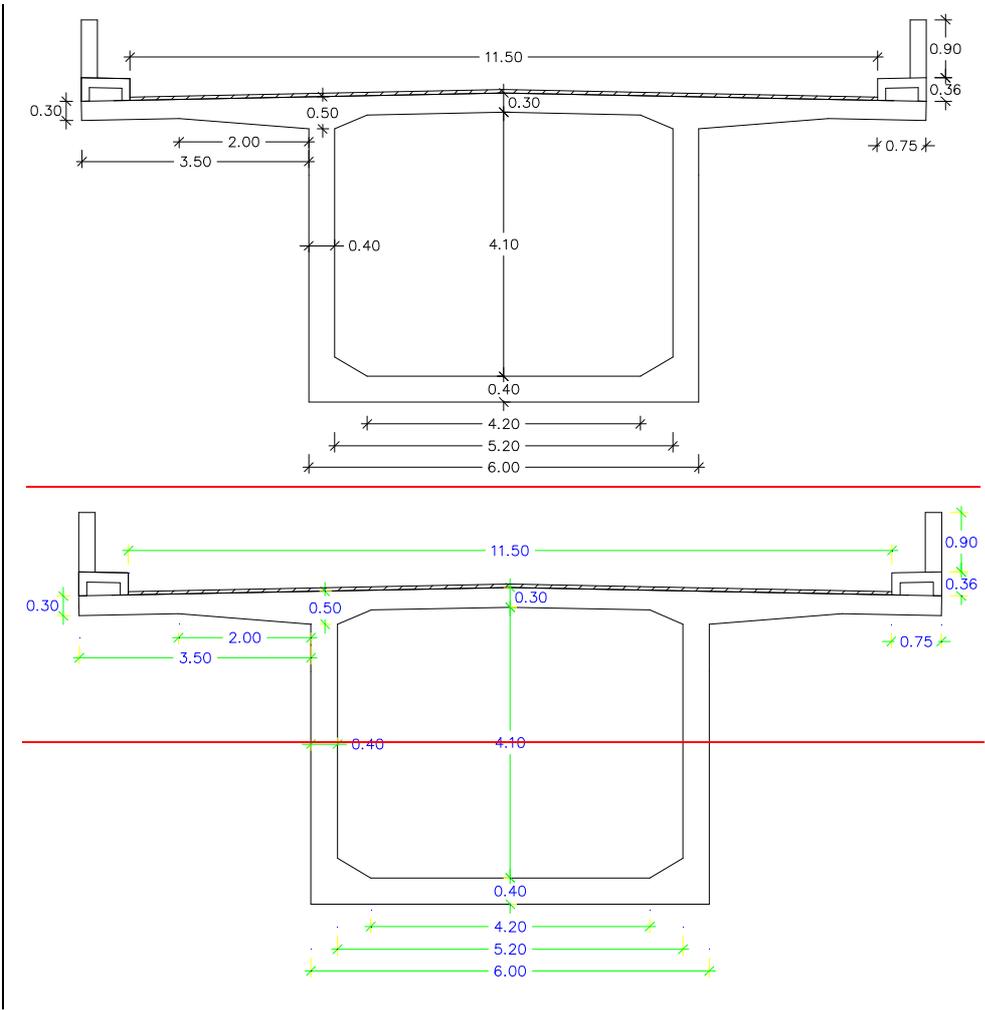
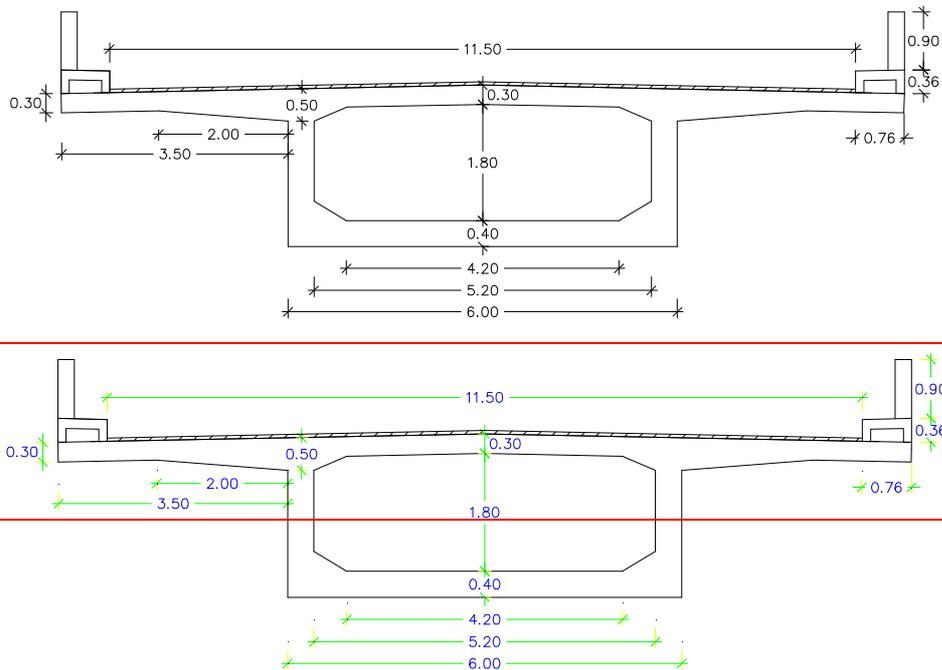


Figura 8.2 Sección transversal sobre estribos y claro central.

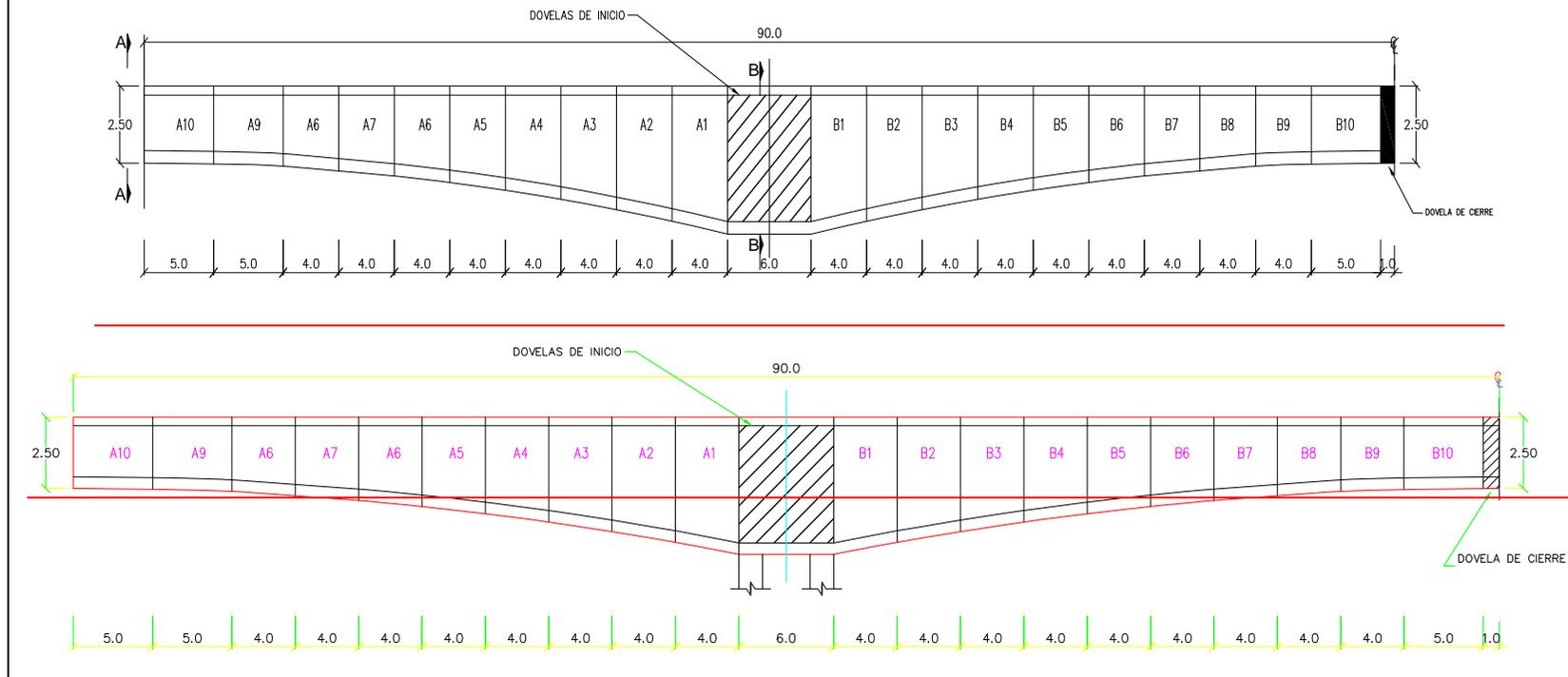


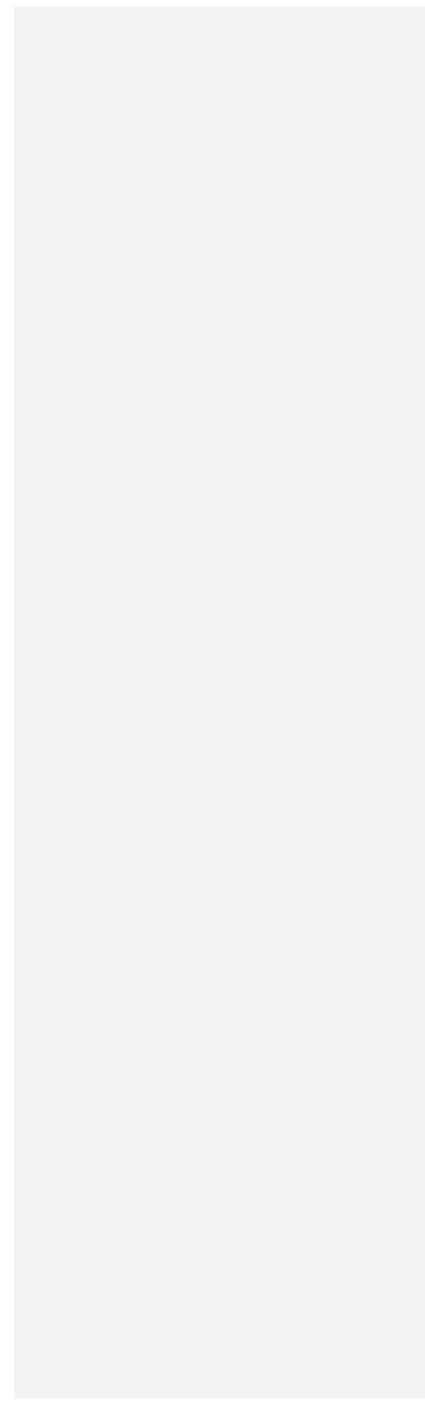
Se ha escogido una sección acartelada parabólicamente con una altura máxima de la sección de 4.8m en los apoyos centrales disminuyendo a 2.50m sobre los estribos y en el claro central del puente. Esto permitió una reducción del momento máximo positivo de un 20% y un aumento de 15% del momento negativo máximo en comparación a una sección de inercia constante.

Un factor sumamente importante es lograr minimizar los momentos de desbalanceo que se transmiten a las pilas por efecto del volado, más aun cuando se trata de pilas de gran altura cimentadas sobre un área de fallas geológicas activas. Otro factor que se debe considerar es la topografía agresiva que se presenta en el sitio del proyecto. La pendiente de la quebrada supera el 50% y su altura máxima con respecto al claro del puente es alrededor de los 70m lo que hace prácticamente imposible proveer de apoyos provisionales para reducir los momentos máximos de desbalanceo. Por lo tanto, el diseño que se ha adoptado es el de tener longitudes simétricas de voladizos a cada lado de la pila y de esta manera no sobredimensionar la pila y no incurrir en la construcción de apoyos provisionales que incrementen el costo de la obra.

La distribución de las dovelas se muestra en la siguiente figura 8.3 la cual consta de 10 secciones a cada lado de la pila cuyas longitudes están especificadas. La sección de partida está formada por una dovela de partida de 6m soportada por dos pilas para

proveer de mayor rigidez y evitar la colocación de apoyos provisionales durante la etapa constructiva. Las longitudes son simétricas a cada lado de la pila y se provee de una dovela de cierre de 2m. Todas las dovelas serán fundidas en sitio mediante el uso de un encofrado móvil y se deberá seguir un cronograma de avance que esta basado en los cálculos de deformaciones de tal manera que se alcance la curva objetivo de manera adecuada.

Figura 8.3 División general y elevación de segmentos. Mitad de sección.



8.2 DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

El análisis y diseño de una sección cajón no es sencillo y en la actualidad existen varios programas que trabajan con elementos finitos que pueden realizar análisis mucho más detallados encontrando secciones críticas y optimizando el diseño. Sin embargo para este trabajo que pretende estudiar los principales factores que influyen en el análisis de este tipo de estructuras se procederá a hacer una discretización de la sección y de esta manera poder obtener las acciones máximas que actúan sobre la estructura.

Debido a la variación parabólica de la sección sería muy complicado desarrollar ecuaciones matemáticas exactas para el análisis de las líneas de influencia, por lo tanto se procederá a obtener polinomios que representen la variación de la inercia y mediante el uso de estas ecuaciones se puede subdividir a cada dovela en sub elementos de 25cm cada uno de modo que se aproximen a una sección rectangular de inercia constante.

A la sección transversal se la divide en la mitad, de tal manera que se trata a cada una de ellas como una viga. Esto permite aplicar el factor de distribución de las cargas móviles y así tomar en cuenta la influencia de estas sobre cada una de las vigas cuando se encuentran distribuidas sobre el tablero.

Para vigas pretensadas el código AASHTO dice lo siguiente:

En el Anexo 2 se encuentra el cálculo de los momentos de inercia de la sección transversal subdividida en dos vigas individuales y a continuación se presentan las ecuaciones de inercia obtenidas.

- **Tramo inicial:**

$$I_{(x)} = 2.32966E - 6x^4 - 3.5584E - 5x^3 + 5.46208E - 3x^2 - 4.29922E - 3x + 3.76978$$

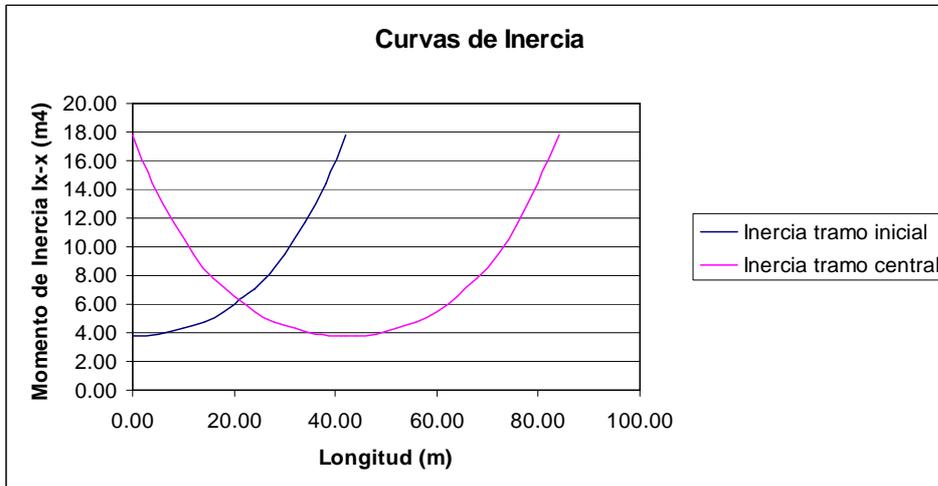
- **Tramo central:**

$$I_{(x)} = 1.847811E - 6x^4 - 3.10432E - 6x^3 + 2.42724E - 2x^2 - 0.94367x + 1.78372$$

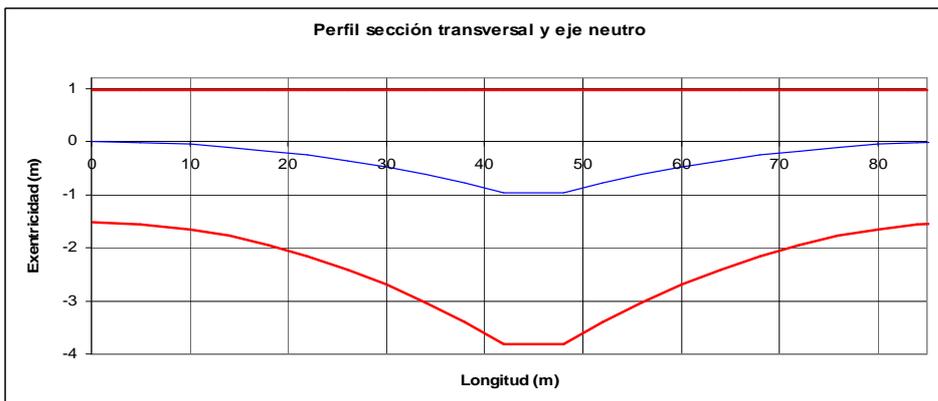
El tramo final es simétrico al tramo inicial por lo que solo se debe copiar sus valores en orden inverso.

La gráfica 8.1 presenta las variaciones de inercias para las dos ecuaciones presentadas mientras que en la gráfica 8.2 se encuentra el perfil de la sección transversal y su eje neutro.

Gráfica 8.1 Curvas de Inercia para tramos inicial y central.



Gráfica 8.2 Perfil de la sección transversal y ubicación del eje neutro.



8.3 ANÁLISIS DE ETAPA CONSTRUCTIVA.

Durante esta etapa se va a considerar un empotramiento provisional de la viga en las pilas de tal manera que permita transmitir los momentos de desbalanceo y no se requiera usar apoyos provisionales.

La etapa constructiva consiste en levantar primeramente las pilas y fundir la dovela base a partir de la cual se comienzan a fundir los segmentos detallados en la figura 8.3.

Una vez que se funde la dovela base se procede al proceso de armado, encofrado y fundición de las dovelas adyacentes. El cronograma de fundición y avance de la obra considera fundir cada dovela en un período de 5 días y utilizar un método de curado al

vapor para alcanzar la resistencia máxima en corto tiempo y proceder al tesado de los cables. Se tesarán los cables cuando la dovela haya alcanzado su resistencia de diseño y la inyección de los ductos para su sellado final se lo realizará una vez que se hayan producido todas las pérdidas.

Si se tienen n dovelas a cada lado de la dovela base, el cable de pretensado que se ancla en la dovela n debe ser capaz de resistir los momentos originados por el peso de la dovela n y la dovela $n+1$ que se encuentra en etapa de fundición. Con este concepto básico de secuencia de anclaje se procede al diseño de los cables de acuerdo a las acciones producidas en cada sección.

8.3.1 ANALISIS DE CARGAS.

La etapa constructiva se diseñará para la siguiente combinación de cargas de acuerdo a la **Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges, AASHTO 1999.**

- Carga muerta (DL): peso propio de las dovelas, diafragmas y bloques de anclaje así como cualquier otra geometría que sea diferente a la sección típica debe ser incluida.
- Carga viva distribuida de construcción (CLL): se refiere a una variación de equipos que se requieren para la construcción pero no se encuentra el equipo principal como es el carro móvil para encofrados ni el peso del encofrado. Esta carga se deberá tomar como 0.05 T/m².
- Equipo especial de construcción (CE): este equipo se refiere al encofrado móvil que se lo estima en 30T, más su contrapeso y sistema de anclaje que se lo verá en un gráfico más adelante.

Las combinaciones para Mc1 y Mc2 son las siguientes:

- $M_{c1} = M_g + M_1$

, donde M_1 es el peso debido a CLL.

- $M_{c2} = M_g + M_2$

, donde M_2 es el momento debido a las cargas CLL, CE y el peso de la dovela fresca.

La siguiente ecuación representa el volumen de un segmento de puente que permite cuantificar los pesos de las dovelas según su avance.

Para el tramo izquierdo se tiene la siguiente ecuación:

Con formato: Español (Ecuador)

$$V_{T1} = V_1 + V_2$$

$$V_1 = (-L_{ii} + L_{si})(L_t e_t + e_t L_i + L_c e_c)$$

, donde:

- V_1 es el volumen debido a los elementos de espesor constante.
- L_{ii} es el límite inferior izquierdo.
- L_{si} es el límite superior izquierdo.
- L_t es la longitud del tablero, 6.5m
- e_t es el espesor constante del tablero, 0.30m
- L_i es la longitud de la losa inferior restando el espesor del alma, 2.60m
- e_i es el espesor de la losa inferior, 0.40m y permanece constante.
- L_c es la longitud de la cartela en la losa, 2.0m
- e_c es el espesor máximo de la cartela, 0.20m

$$V_2 = \int_{L_{ii}}^{L_{si}} e_a \left(H_q - \left(-\frac{Hm}{L_t^2} x^2 + Hm \right) \right) dx$$

, donde:

- e_a es el espesor del alma, 0.40m
- H_a es la altura máxima del alma sin contar el espesor de la losa superior, 4.50m
- Hm es la altura máxima que tiene la parábola de la cartela, 2.30m
- L_t es la longitud total medida entre apoyos del tramo izquierdo, 42.0m

Para el tramo central se tiene la siguiente ecuación:

$$V_{T2} = V_3 + V_4$$

$$V_3 = (-L_{id} + L_{sd})(L_t e_t + e_t L_i + L_c e_c)$$

, donde:

- L_{id} es el límite inferior derecho.
- L_{sd} es el límite superior derecho.

$$V_4 = \int_{L_{si}}^{L_{sd}} e_a \left(H_q - \left(-\frac{4Hm}{L_c^2} x^2 + \frac{4Hm}{L_c} x \right) \right) dx$$

, donde:

- L_c es la longitud del tramo central, 84.0m

La carga muerta distribuida por metro de longitud se calcula de la siguiente manera:

$$W_d = \frac{(V_{T1} + V_{T2})w_h}{(L_{si} - L_{ii}) + (L_{sd} - L_{id})}$$

, donde w_h es el peso específico del hormigón, 2.4T/m³.

8.3.2 DISEÑO ETAPA CONSTRUCTIVA

Las propiedades mecánicas de los materiales que se van a usar son las siguientes:

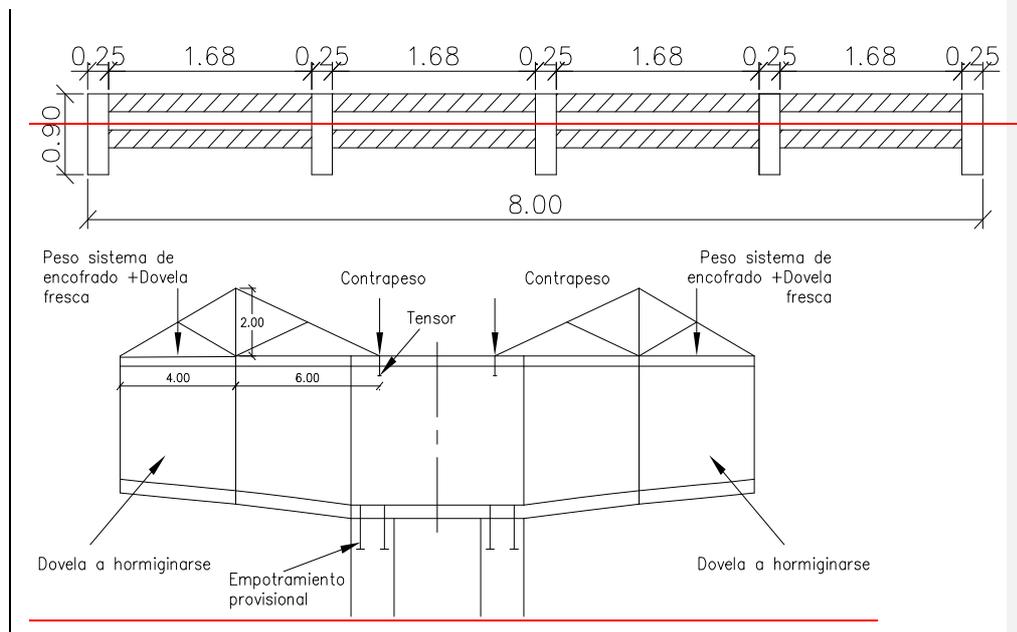
HORMIGON	
f'c (T/m ²)	3500
σc (T/m ²)	1750
σt (T/m ²)	299300

ACERO DE PRETENSADO	
fpu (T/m ²)	189664
σt (T/m ²)	132764.8

Se usarán cables de pretensado de baja relajación formados por 7 alambres de 15.24mm de diámetro.

La construcción de las dovelas se la va a realizar mediante un carro móvil que se ha considerado de las siguientes características:

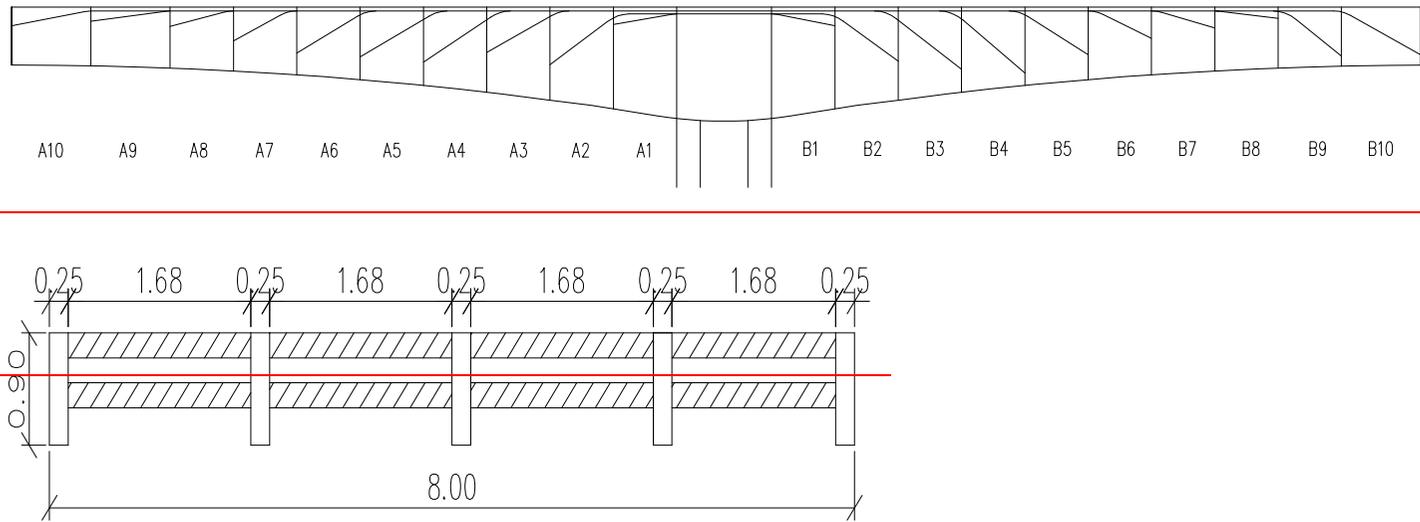
Figura 8.4 Sistema de encofrado móvil.



- Peso del sistema de encofrado: 35T
- Contrapeso considerando la dovela más pesada: 7.5T
- Sistema de tensores anclados en el alma que se ajustan a las necesidades de cada sección.

En la figura 8.45 se muestra la geometría en elevación del anclaje de los cables con sus respectivos valores tabulados en la tabla 8.1. Estos son los valores de cable medio equivalente una vez ancladas todas las secciones. Con estos valores de excentricidad se comprobará el paso de la fuerza de pretensado en la etapa constructiva, la cual debe satisfacer los requerimientos de la etapa final.

Figura 8.5 Geometría en altimetría de cables de pretensado.



Con formato: Izquierda

Tabla 8.1 Excentricidades de cables del voladizo una vez completadas todas las dovelas.

	TRAMO DERECHO										Apoyo	TRAMO CENTRAL									
Tendón #	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Sección #	A10	A9	A8	A7	A6	A5	A4	A3	A2	A1		B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10
Excentricidad de anclaje del cable (m)	0.38	0.53	0.62	0.64	0.61	0.62	0.62	0.48	0.49	0.26		0.26	0.49	0.58	0.65	0.55	0.47	0.42	0.30	1.15	2.05

Excentricidad cable medio (m)	-0.18	-0.61	-0.50	-0.46	-0.51	-0.63	-0.72	-0.99	-1.12	-1.51	-1.76	-1.51	-1.12	-0.89	-0.69	-0.69	-0.68	-0.66	-0.69	-0.17	-0.13
--	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

La excentricidad del anclaje del cable está medida desde la parte superior del tablero.

La excentricidad del cable medio está medida en base al eje neutro siendo los valores negativos medidos hacia arriba y los positivos hacia abajo.

El procedimiento completo por etapa constructiva se encuentra en el anexo A1 y a continuación se presenta un resumen de los valores máximos obtenidos.

Para el voladizo izquierdo se obtienen los siguientes límites para el paso de la fuerza de pretensado así como sus momentos máximos y mínimos en las caras de inicio de las secciones.

Tabla 8.2 Paso de la fuerza de pretensado, momentos máximos y mínimos voladizo izquierdo.

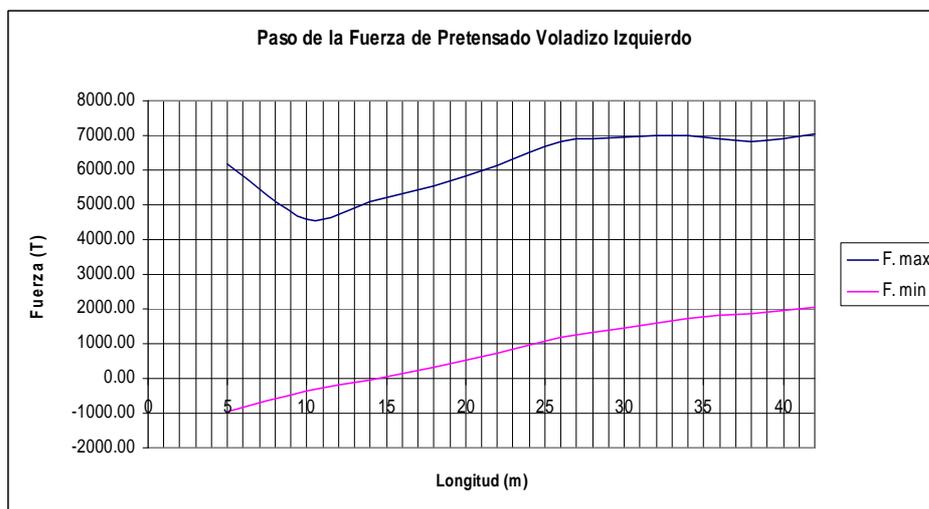
Longitud (m)	42	38	34	30	26	22	18	14	10	5	0
Pmax (T)	7026.08	6823.35	7022.66	6939.72	6831.06	6157.23	5556.68	5078.29	4572.44	6203.17	
Pmin (T)	2149.88	1959.54	1825.11	1565.22	1278.82	838.67	423.94	48.61	268.08	819.16	
Mc1 (T-m)	-9261.00	7581.00	6069.00	4725.00	3549.00	2541.00	1701.00	1029.00	-525.00	-131.25	0
Mc2 (T-m)	10462.65	8697.32	7038.52	5552.92	4298.85	3159.65	2193.65	1400.85	-781.25	-251.98	0

Tabla 8.3 Cortes máximos y mínimos voladizo izquierdo.

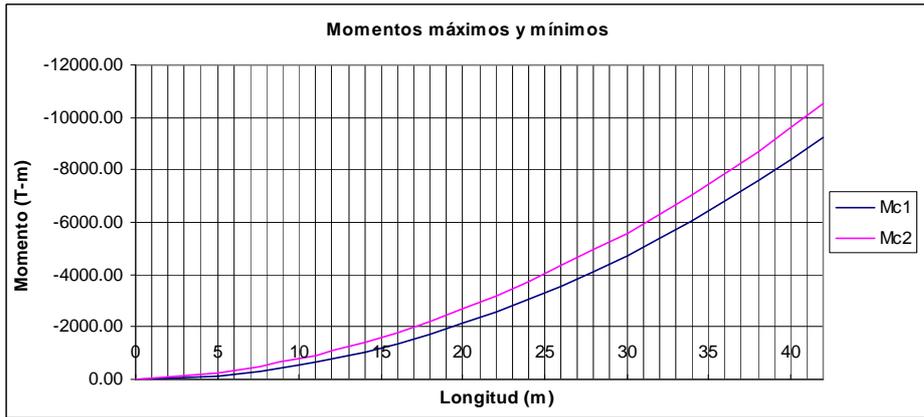
Longitud (m)	0	5	5	10	11	11	14	18	22	26	30	34	38	42
Vc1 (T)	0	-52.5	77.29	129.79	-140.5	-140.5	-172	-214	-256	-298	-340	-382	-424	-466
Vc2 (T)	0	54.13	77.46	131.58	144.08	144.08	176.6	219.9	263.15	306.45	349.8	393.05	436.35	479.65

Tabla con formato

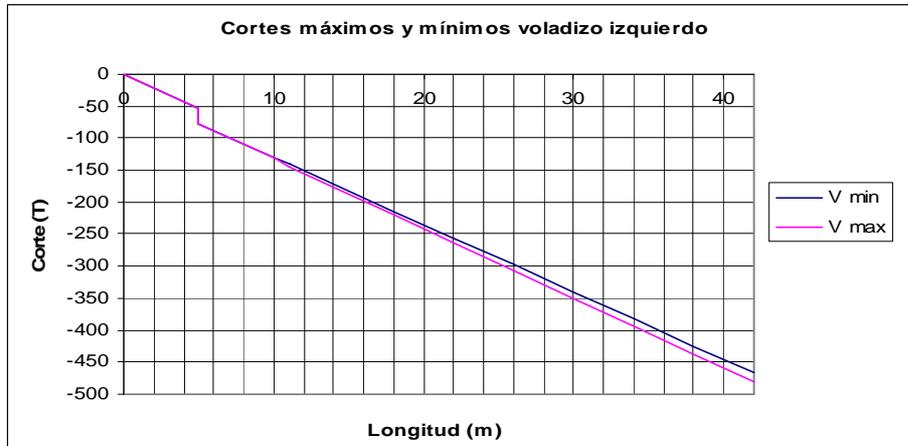
Gráfica 8.3 Paso de la fuerza de pretensado voladizo izquierdo.



Gráfica 8.4 Momentos máximos y mínimos voladizo izquierdo.



Gráfica 8.5 Momentos máximos y mínimos voladizo izquierdo.



Para el voladizo derecho se tienen los siguientes valores.

Tabla 8.3 Paso de la fuerza de pretensado y momentos máximos y mínimos voladizo derecho.

Longitud (m)	48	52	56	60	64	68	72	76	80	84	89
Pmax (T)	7194.36	6993.44	7189.71	7122.48	7011.77	6316.40	5691.04	5185.14	4646.09	6312.65	0.00
Pmin (T)	2178.87	1971.74	1840.36	1583.68	8019.96	832.88	1350.58	45.51	269.33	749.18	0.00
Mc1 (T-m)	9865.81	8124.69	6514.81	5147.41	3911.25	2843.41	1943.89	1212.69	649.81	255.46	0.00
Mc2 (T-m)	10572.9	8741.7	7084.0	5599.9	2547.0	3152.1	2188.5	1398.4	781.9	334.0	0.00

Tabla con formato

Con formato: Fuente: Sin Negrita

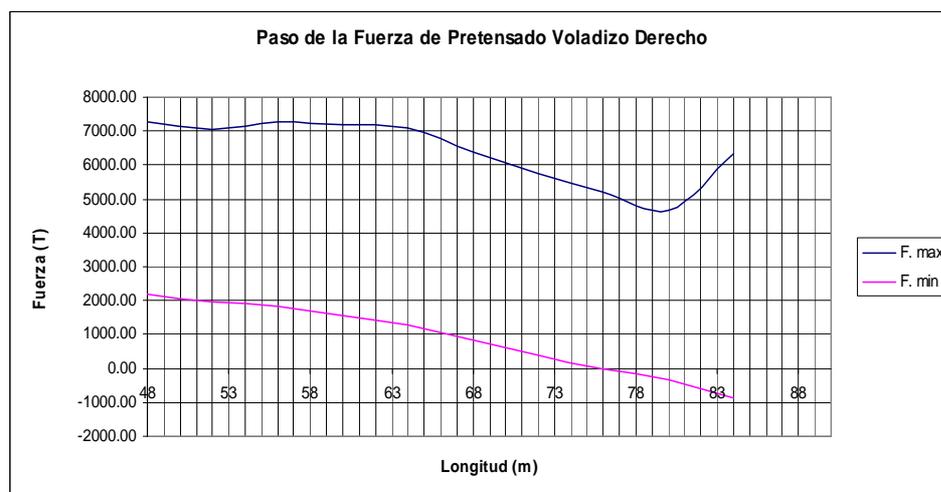
	4	4	6	0	1	4	4	6	0	1	
Longitud (m)	48	52	56	60	64	68	72	76	80	84	89
Pmax (T)	7194.36	6993.44	7203.60	7122.48	7011.77	6316.40	5691.04	5185.14	4646.09	6312.65	0.00
Pmin (T)	2180.57	1973.44	1842.17	1585.55	1274.04	834.72	421.11	47.22	-267.70	-746.86	0.00
Mc1 (T-m)	-9865.81	8124.69	6551.89	5147.44	3911.25	2843.44	1943.89	1212.69	649.84	255.46	0.00
Mc2 (T-m)	10572.94	8741.74	7084.06	5599.90	4289.26	3152.14	2188.54	1398.46	781.90	334.04	0.00

Tabla 8.4 Cortes máximos y mínimos voladizo derecho.

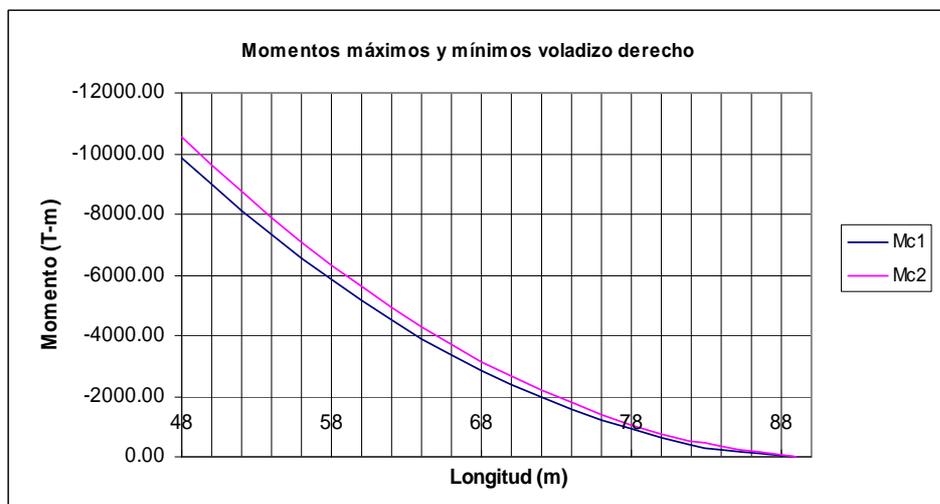
Longitud (m)	48	52	56	60	64	68	72	76	80	83	83	84	89
Vc1 (T)	479.49	436.11	392.73	349.35	305.97	262.59	219.21	175.83	132.45	99.92	104.76	93.92	39.69
Vc2 (T)	456.32	414.24	372.16	330.08	288.00	245.92	203.84	161.76	119.68	88.12	87.91	77.39	24.79

Tabla con formato

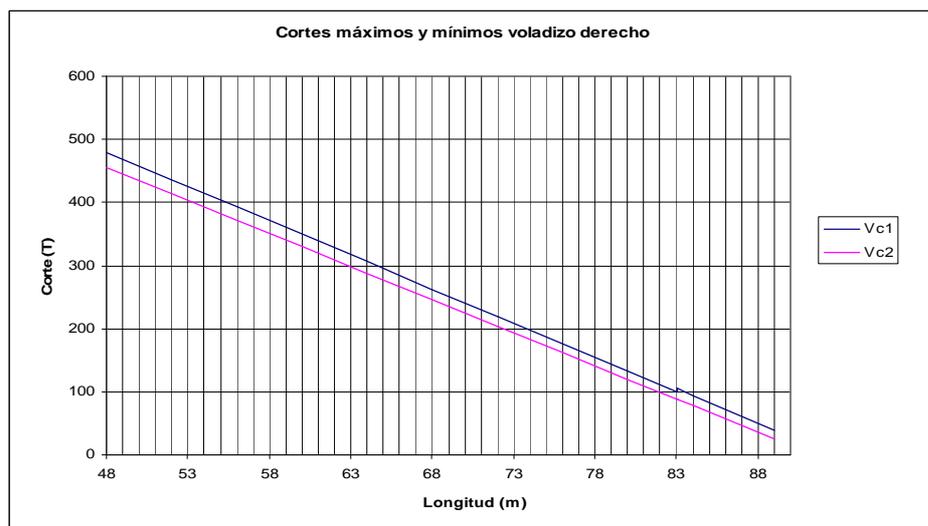
Gráfica 8.6 Paso de la fuerza de pretensado voladizo derecho.



Gráfica 8.7 Momentos máximos y mínimos voladizo derecho.



Gráfica 8.8 Cortes máximos y mínimos voladizo derecho.



Para la etapa constructiva se han tomado las situaciones del carro móvil más desfavorables. Se ha considerado un contrapeso constante a lo largo de toda la construcción que corresponde a la dovela más larga, los tensores anclados en las almas proveen la fuerza adicional que soporta el peso del hormigón fresco de cada dovela. El sistema de encofrado se lo ha estimado en 35T y la calidad de fundido de las dovelas depende en gran medida de la rigidez de este. Mientras sus vigas sean más rígidas serán más pesadas pero al mismo tiempo permitirán reducir errores en la construcción como son las deformaciones. A lo largo del proceso de construcción será necesario hacer ajustes para corregir las deformaciones debido a los efectos reológicos del hormigón y las deformaciones instantáneas. Esto se logrará elevando la altura del encofrado mediante contrapesos o gatos hidráulicos que proveerán de mayor precisión para obtener la contra flecha deseada.

Como se puede observar, se ha logrado el objetivo que se buscaba y que era el de minimizar los momentos de desbalanceo para no obtener pilas sobredimensionadas que cubrieran solo la etapa constructiva.

- Momento voladizo izquierdo: 10462.65 T-m
- Momento voladizo derecho: 10572.94 T-m
- Momento de desbalanceo: 110.29 T-m

Los cortes y momentos obtenidos en esta etapa se deberán comparar con los valores obtenidos para la etapa final y utilizar el máximo entre ellos para los diseños tanto a flexión como a corte.

8.4 ANALISIS ETAPA DEFINITIVA

Una vez completadas todas las secciones incluida la dovela de cierre se procede a solidarizar la estructura y de esta manera su condición de isostática pasa a ser hiperestática con lo cual se da una redistribución de esfuerzos. Los empotramientos que fueron necesarios durante la etapa constructiva ya pueden ser retirados y la superestructura se comportará como una viga continua sobre 4 apoyos.

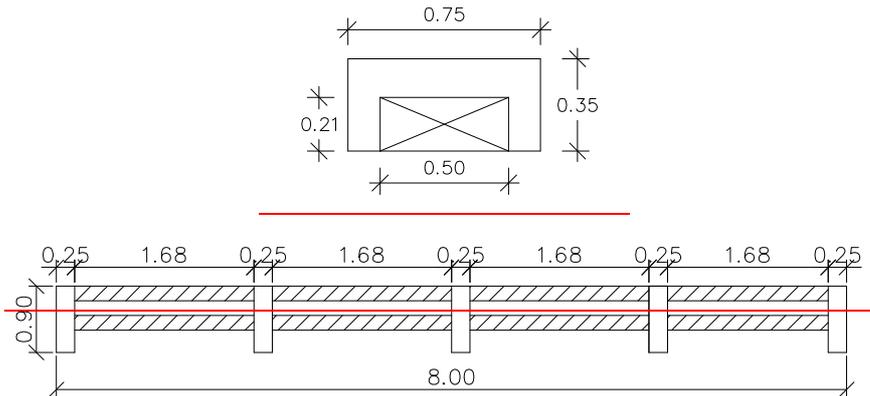
La inclusión de los cables de solidarización en esta etapa permiten llegar a la curva asumida de cable medio con la cual se trabajará de aquí en adelante y que permitirá obtener los momentos y cortes secundarios de pretensado.

8.4.1 ANALISIS DE CARGA MUERTA Y CARGAS POSTERIORES

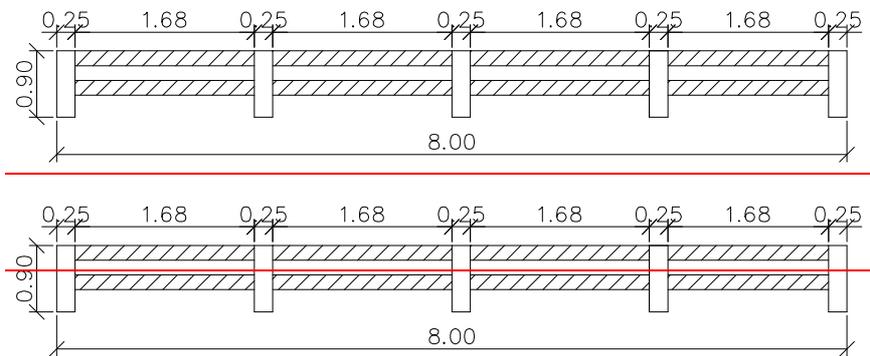
La carga muerta por unidad de longitud una vez solidarizada la estructura es la siguiente:

Las cargas colocadas posteriormente sobre la superestructura se consideran que se distribuyen uniformemente sobre esta.

VEREDAS:



PAROTECCIONES:



Sección del poste: 25x25x90

Sección del parante horizontal: 20x20x1.68

- $W_{vereda} = 0.3 \frac{T}{m}$
- $W_{protecciones} = 0.15 \frac{T}{m}$
- $W_{asfalto} = 0.63 \frac{T}{m}$
- $W_{Total} = 1.08 \frac{T}{m}$

8.4.2 ANALISIS DE CARGAS MOVILES

Para el análisis de cargas móviles se hará uso de líneas de influencia. Se usará la carga HS-MOP la cual rige de acuerdo a las especificaciones del Ministerio de Obras Públicas.

- Carga equivalente de línea: 1.2 T/m/carril
- Carga puntual para momento: 10.2 T/carril
- Carga equivalente para corte: 14.8 T/carril

Los siguientes artículos de las especificaciones AASHTO norman la aplicación de las cargas vivas tanto para momento como para corte.

A 3.11.3 Para la determinación del momento máximo negativo en luces continuas se debe considerar la carga equivalente más dos fuerzas puntuales de igual magnitud ubicadas en las posiciones más desfavorables para producir los efectos máximos sobre los miembros en análisis.

Para la determinación de los momentos máximos positivos se debe usar solo una carga concentrada combinada con tantas luces cargadas para producir los efectos máximos bajo el miembro en análisis.

A 3.8.1 La carga viva deberá ser incrementada para considerar efectos dinámicos, vibración y de impacto.

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 0.30$$

Donde L se debe tomar como las siguientes cantidades cuando se trata de luces continuas:

- Para M (+): la luz bajo consideración para M (+)
- Para M(-): el promedio de dos luces adyacentes cargadas para M (-)

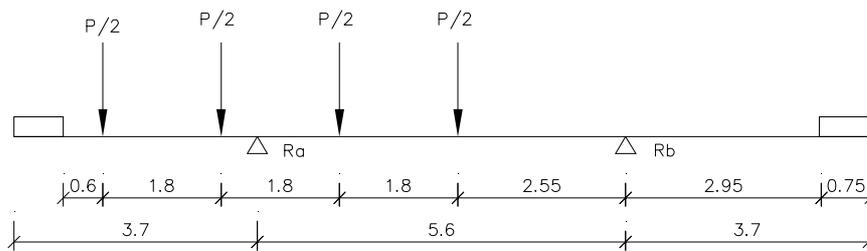
A 3.12.1 Cuando los máximos esfuerzos son producidos por varios carriles de tráfico cargados simultáneamente se deben usar los siguientes porcentajes de la carga viva para considerar la improbabilidad de que esto suceda a la vez.

No de Carriles	Porcentaje de carga
1 o 2	100
3	90
4 o más	75

A 3.23.2 Para el cálculo de los momentos en las vigas longitudinales no se deberá asumir una distribución longitudinal de las cargas de rueda. La distribución lateral se debe tomar como sigue.

A 3.23.2.3.1.2 El momento por carga viva para vigas externas se debe determinar al aplicar a la viga la reacción de la carga de llanta asumiendo que el sistema de piso actúa como una viga simplemente apoyada entre vigas.

El factor de distribución que se debe aplicar a cada viga debido a la múltiple presencia de las cargas sobre el tablero se determina a partir del artículo anterior y se lo esquematiza en el siguiente gráfico. Las dos líneas de tráfico son las que producen la mayor reacción sobre el apoyo derecho, siendo $P = 10T$



$$R_a = 18.75T$$

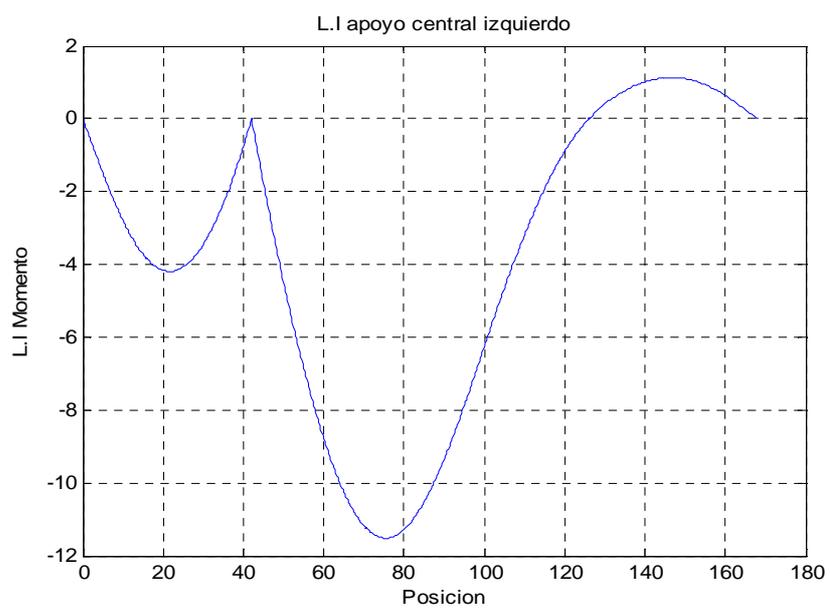
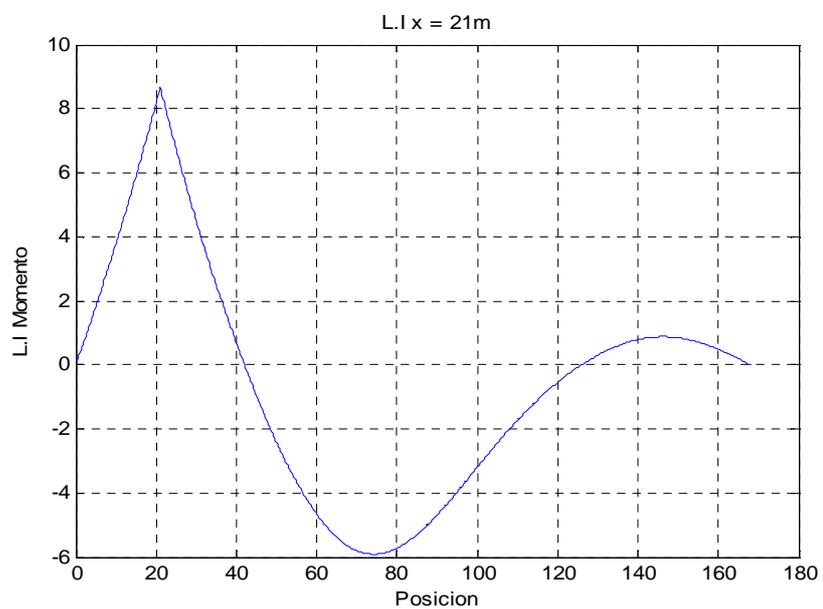
$$Fd = \frac{R_a}{P} = 1.875$$

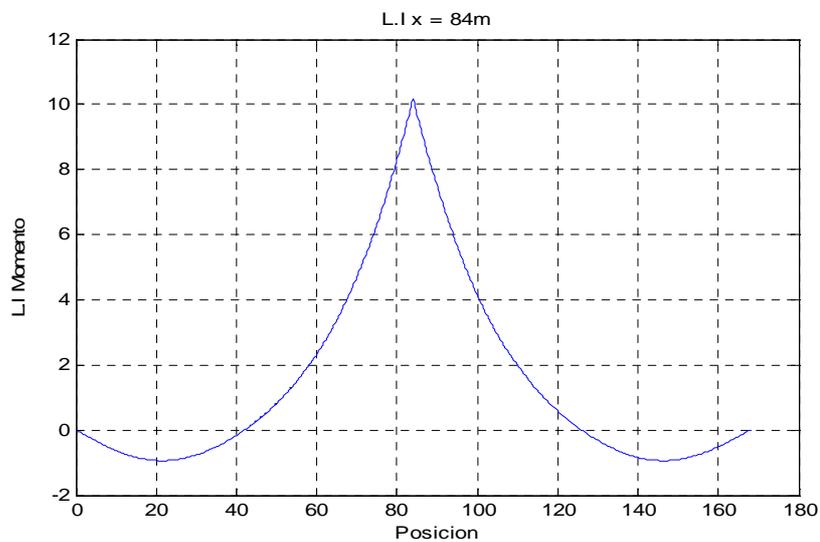
Este es el factor de distribución que se debe aplicar a la viga externa debido a la ocupación de dos carriles de tráfico, los cuales producen los valores máximos sobre la viga.

8.4.3 CALCULO DE MOMENTOS

La determinación de los momentos en cada estación se lo obtiene mediante el uso de líneas de influencia.

A continuación las gráficas de líneas de influencia para diferentes estaciones representativas:



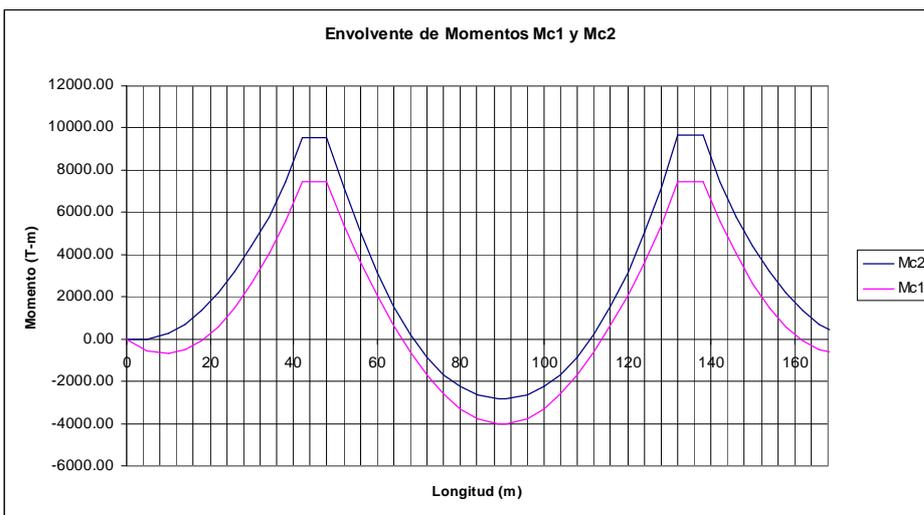
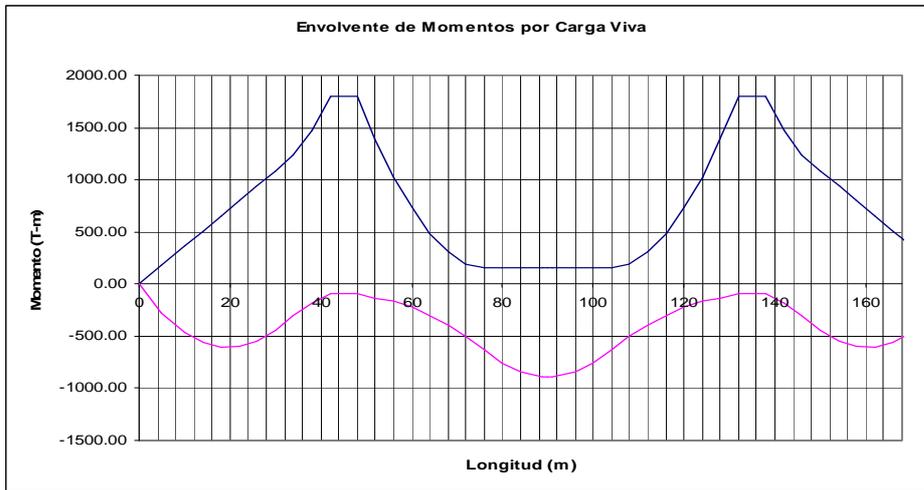
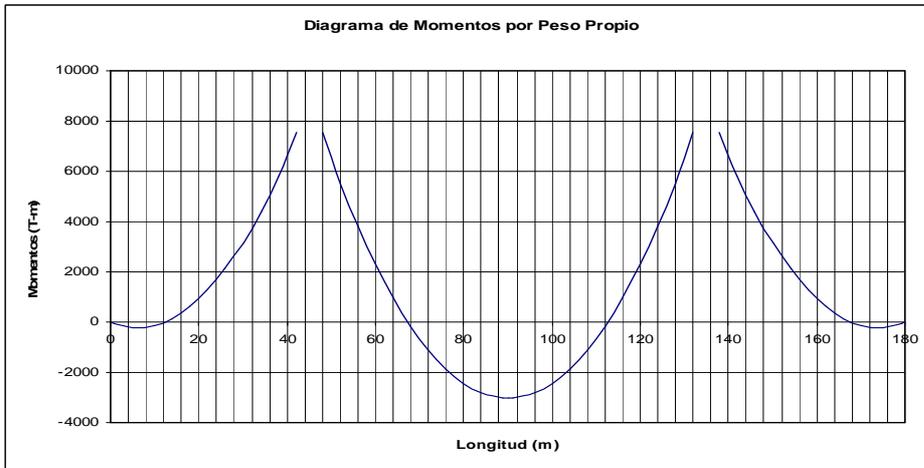


Para determinar el momento en la estación correspondiente se debe obtener el área bajo la cual se ubican las cargas distribuidas y la ordenada para las cargas concentradas.

Debido a que se usa métodos numéricos para el cálculo de las líneas de influencia, no se obtiene expresiones matemáticas exactas y la obtención del área bajo un segmento de curva se la realiza por el método de Simpson.

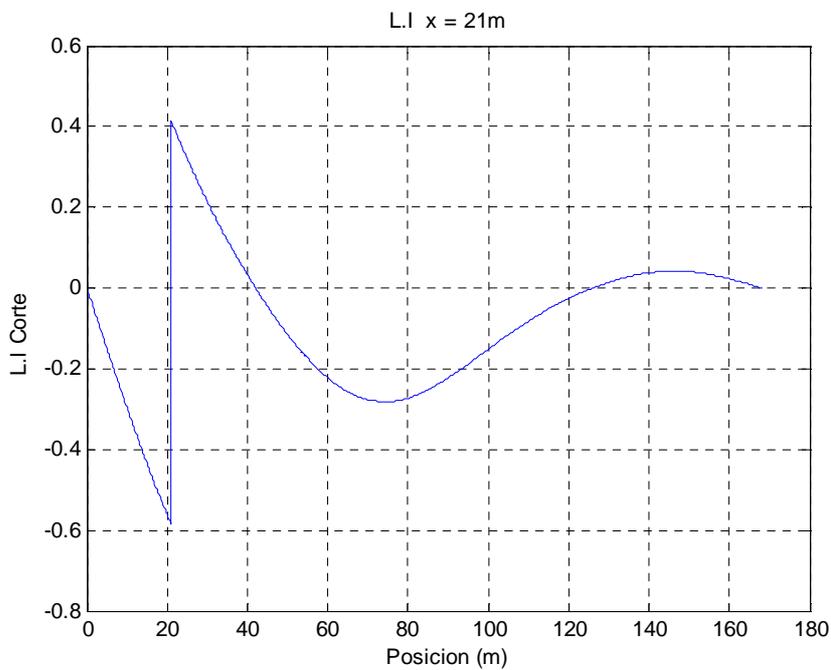
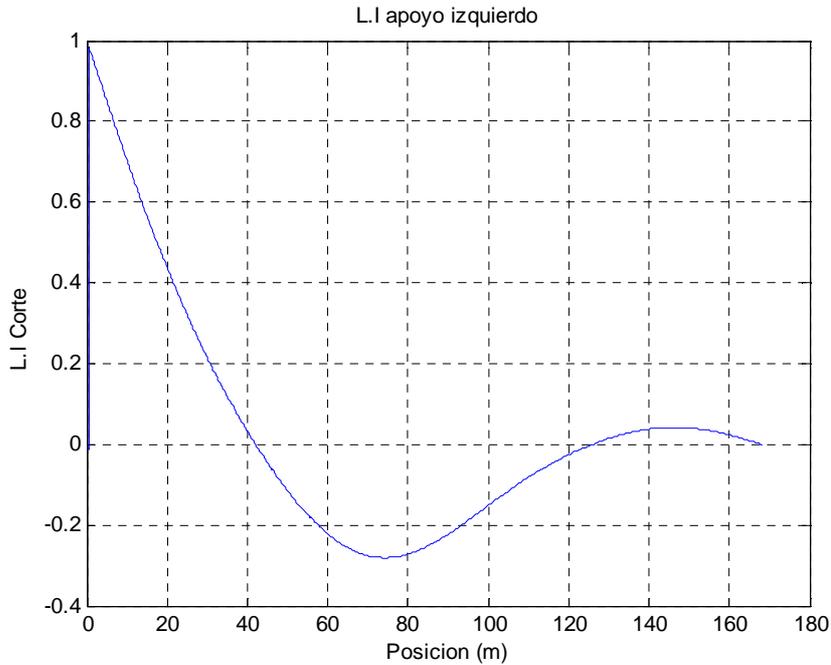
En el anexo 1 se encuentra detallado el cálculo de momentos mediante el uso de líneas de influencia y a continuación se presenta el resumen de valores.

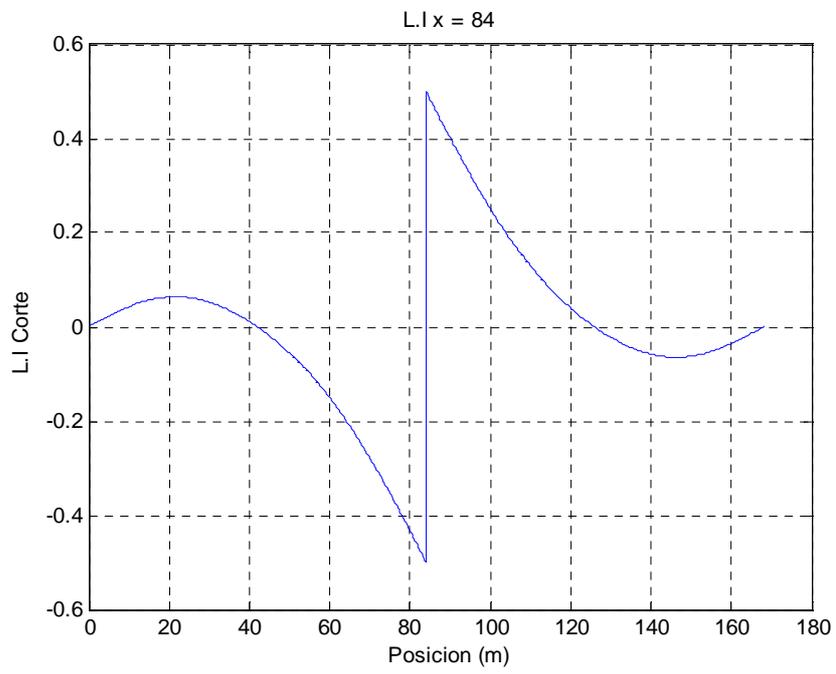
ENVOLVENTES DE MOMENTOS D+(L+I) (T-m)					
Longitud	Mg	ML+	ML-	Mg+ML+	Mg+ML-
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	-212.79	-275.69	180.95	-540.93	-9.25
10	-129.20	-467.25	361.89	-685.34	277.87
14	151.07	-561.35	506.65	-517.09	720.95
18	621.01	-604.56	651.41	-98.57	1353.72
22	1280.63	-598.57	796.16	568.17	2176.17
26	2129.93	-545.10	940.92	1481.12	3188.29
30	3168.91	-445.73	1085.68	2638.38	4390.10
34	4397.55	-303.65	1234.35	4036.12	5785.96
38	5815.81	-178.82	1468.12	5602.96	7467.16
42	7545.96	-92.09	1803.05	7436.35	9574.06
48	7545.96	-92.09	1803.05	7436.35	9574.06
52	5526.96	-143.21	1392.32	5365.88	7184.19
56	3819.88	-165.46	1030.88	3633.77	5046.89
60	2302.35	-222.67	729.01	2051.88	3170.06
64	974.55	-298.59	488.08	638.69	1555.50
68	-163.52	-392.86	309.59	-605.42	204.97
72	-1112.03	-504.81	195.37	-1679.85	-879.48
76	-1870.77	-634.64	151.03	-2584.63	-1691.01
80	-2439.80	-757.12	151.03	-3291.43	-2260.04
84	-2819.15	-839.24	151.03	-3763.14	-2639.38
89	-3026.59	-884.31	151.03	-4021.28	-2846.82
90	-3032.34	-885.60	151.03	-4028.48	-2852.58
91	-3026.59	-884.31	151.03	-4021.28	-2846.82
96	-2819.15	-839.24	151.03	-3763.14	-2639.38
100	-2439.80	-757.12	151.03	-3291.43	-2260.04
104	-1870.77	-634.64	151.03	-2584.63	-1691.01
108	-1112.03	-504.81	195.37	-1679.85	-879.48
112	-163.52	-392.86	309.59	-605.42	204.97
116	974.55	-298.59	488.08	638.69	1555.50
120	2302.35	-222.67	729.01	2051.88	3170.06
124	3819.88	-165.46	1030.88	3633.77	5046.89
128	5526.96	-143.21	1392.32	5365.88	7184.19
132	7545.96	-92.09	1803.05	7442.36	9692.06
138	7545.96	-92.09	1803.05	7442.36	9692.06
142	5815.81	-178.82	1468.12	5602.96	7467.16
146	4397.55	-303.65	1234.35	4036.12	5785.96
150	3168.91	-445.73	1085.68	2638.38	4390.10
154	2129.93	-545.10	940.92	1481.12	3188.29
158	1280.63	-598.57	796.16	568.17	2176.17
162	621.01	-604.56	651.41	-98.57	1353.72
166	151.07	-561.35	506.65	-517.09	720.95
170	-129.20	-467.25	361.89	-685.34	277.87
175	-212.79	-275.69	180.95	-540.93	-9.25
180	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



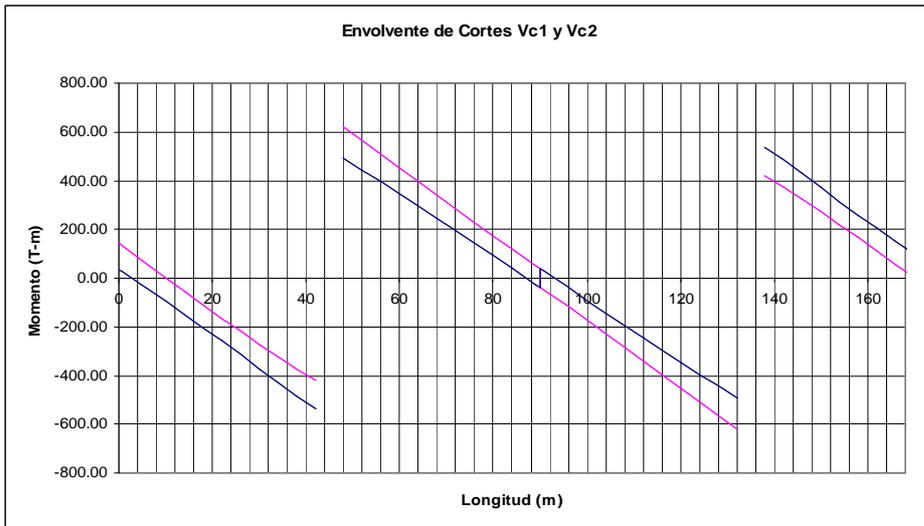
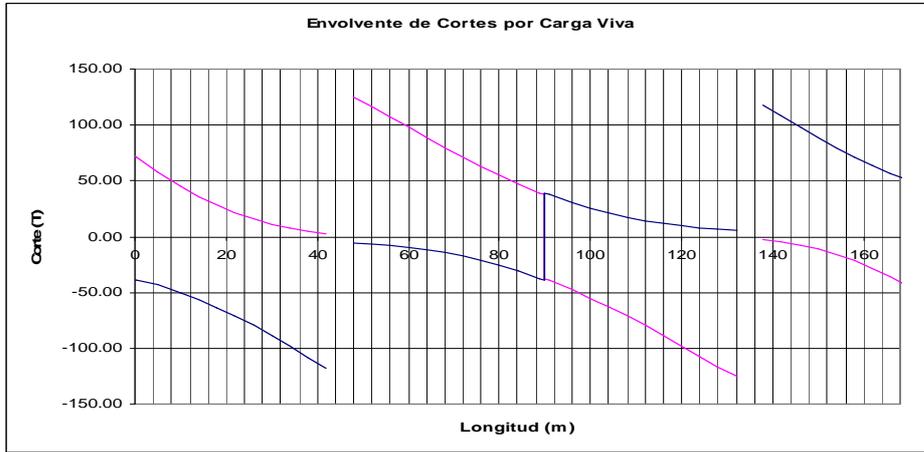
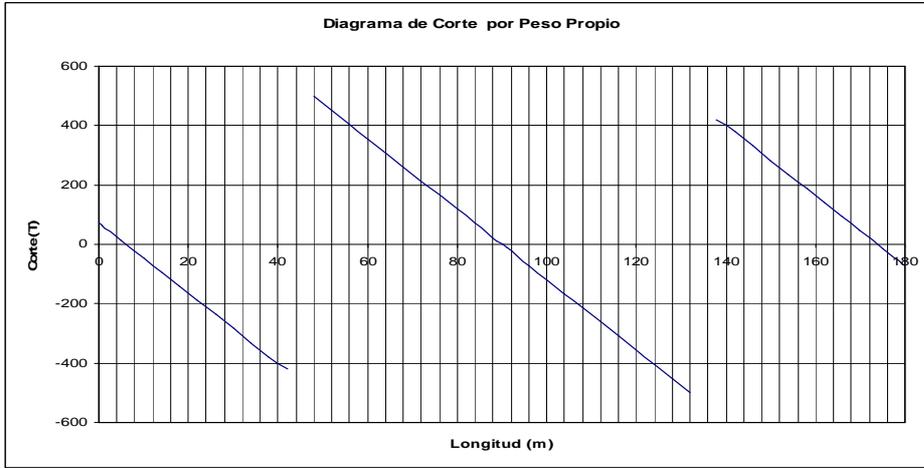
8.4.4 CALCULO DE CORTE

El cálculo de cortante se lo realiza de la misma manera, mediante el uso de líneas de influencia. A continuación las gráficas para las estaciones más representativas.





ENVOLVENTES DE CORTES D+(L+)					
Longitud	Vg	VL+	VL-	Vg+VL+	Vg+VL-
0	72.20	72.16	-38.56	158.09	26.30
5	12.92	57.69	-43.42	82.32	-39.31
10	-46.35	44.91	-50.19	8.32	-107.45
14	-93.77	35.99	-56.44	-49.48	-163.23
18	-141.19	28.22	-63.50	-106.05	-220.28
22	-188.61	21.54	-71.29	-161.42	-278.60
26	-236.03	15.93	-79.72	-216.32	-334.71
30	-283.45	11.29	-88.75	-269.63	-392.06
34	-330.87	7.57	-98.32	-321.70	-449.98
38	-378.29	4.68	-108.39	-372.67	-508.39
42	-419.78	2.57	-117.81	-416.72	-560.00
48	497.91	125.06	-5.72	639.39	491.44
52	450.49	116.59	-6.55	582.12	443.10
56	403.07	107.12	-7.74	524.50	394.30
60	355.65	97.82	-9.35	467.01	345.01
64	308.23	88.71	-11.42	409.68	295.17
68	260.81	79.83	-14.02	352.56	244.70
72	213.39	71.24	-17.18	295.69	193.54
76	165.97	62.97	-20.97	239.14	141.61
80	118.55	55.09	-25.39	182.96	88.87
84	71.13	47.66	-30.47	127.23	35.27
89	11.86	39.11	-37.72	58.31	-32.95
90	0.00	37.50	-39.29	44.64	-46.76
90	0.00	37.50	-39.29	44.64	-46.76
91	-11.86	-39.11	37.72	-55.85	30.58
96	-71.13	-47.66	30.47	-124.75	-36.85
100	-118.55	-55.09	25.39	-180.53	-89.99
104	-165.97	-62.97	20.97	-236.81	-142.38
108	-213.39	-71.24	17.18	-293.53	-194.06
112	-260.81	-79.83	14.02	-350.62	-245.04
116	-308.23	-88.71	11.42	-408.03	-295.38
120	-355.65	-97.82	9.35	-465.69	-345.14
124	-403.07	-107.12	7.74	-523.58	-394.36
128	-450.49	-116.59	6.55	-581.65	-443.12
132	-497.91	-125.06	5.72	-638.61	-491.47
138	419.78	-2.57	117.81	416.89	552.32
142	378.29	-4.68	108.39	373.02	500.24
146	330.87	-7.57	98.32	322.36	441.49
150	283.45	-11.29	88.75	270.75	383.30
154	236.03	-15.93	79.72	218.12	325.72
158	188.61	-21.54	71.29	164.37	268.81
162	141.19	-28.22	63.50	109.45	212.63
166	93.77	-35.99	56.44	53.28	157.27
170	46.35	-44.91	50.19	-4.17	102.81
175	-12.92	-57.69	43.42	-77.83	35.92
180	-72.20	-72.16	38.56	-153.38	-28.82



8.5 DISEÑO ETAPA DEFINITIVA

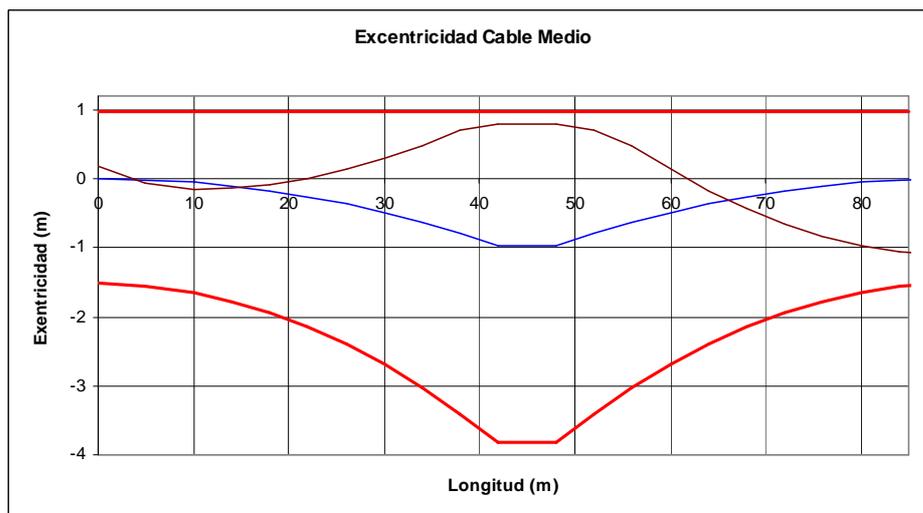
8.5 DISEÑO ETAPA DEFINITIVA

Una vez que se tienen las acciones sobre la estructura se procede al diseño de la etapa definitiva. El diseño de los cables se lo obtiene bajo la siguiente combinación de cargas de servicio y cuyos valores se encuentran calculados en las tablas anteriores:

$$M = M_D + (M_L + I)$$

$$V = V_D + (V_L + I)$$

Como se explico en la parte conceptual del método de diseño, se debe asumir una excentricidad para el cable medio, que en este caso será uno parabólico, y de esta manera encontrar los valores máximos y mínimos de la fuerza de pretensado que cumpla con dicha excentricidad. El siguiente gráfico ilustra la curva asumida para el cable medio:



Es importante notar que se debe obtener una ecuación del cable medio en función del eje neutro de la sección de lo contrario los resultados se verán distorsionados.

Para obtener esta ecuación se deben seguir los siguientes pasos:

- Obtener la ecuación del eje neutro en función del eje ortogonal x.
- Obtener la ecuación del cable medio en función del eje ortogonal x
- Superponer esta ecuación en función de la ecuación del eje neutro.

Para este caso se obtuvieron los siguientes resultados:

- Ecuación eje neutro tramo izquierdo:

Con formato: Fuente: 14 pts

Con formato: Nivel 1

Con formato: Numeración y viñetas

$$y_{en} = -0.0005508x^2 \quad \text{Eq. 8.1}$$

- Ecuación eje neutro tramo derecho:

$$e_{en} = -0.0005508x^2 + 0.09253x - 3.88627 \quad \text{Eq. 8.2}$$

- Ecuación cable medio:

$$e_{cm} = 0.00385x^2 - 0.06608x + 0.18030 \quad [0-10] \text{ m} \quad \text{Eq. 8.3}$$

$$e_{cm} = 0.001645x^2 - 0.02189x - 0.04064 \quad [10-34] \text{ m} \quad \text{Eq. 8.4}$$

$$e_{cm} = -0.00431x^2 - 0.40816x - 7.781 \quad [34-42] \text{ m} \quad \text{Eq. 8.5}$$

$$e_{cm} = -0.00431x^2 + 0.3156x - 3.8943 \quad [48-56] \text{ m} \quad \text{Eq. 8.6}$$

$$e_{cm} = 0.001917x^2 - 0.3221x + 12.4305 \quad [56-90] \text{ m} \quad \text{Eq. 8.7}$$

Con estas ecuaciones que proporcionan el valor de la excentricidad del cable medio se procede a obtener las fuerzas máximas y mínimas a lo largo de la estructura.

Estas excentricidades corresponden al diseño definitivo, es decir, son los valores óptimos obtenidos como resultado de varios prediseños y que concluyeron con la geometría aquí presentada.

La fuerza seleccionada será la fuerza efectiva, es decir aquella libre de pérdidas por los distintos efectos ya mencionados anteriormente.

En la etapa definitiva la norma AASHTO dicta los siguientes valores admisibles para los materiales:

HORMIGON	
f'c (T/m ²)	3500
σ _c (T/m ²)	1750
σ _t (T/m ²)	148

ACERO DE PRETENSADO	
f _{pu} (T/m ²)	189664
σ _t (T/m ²)	132764.8

A continuación se presenta el cálculo del paso de la fuerza de pretensado para la etapa definitiva:

|

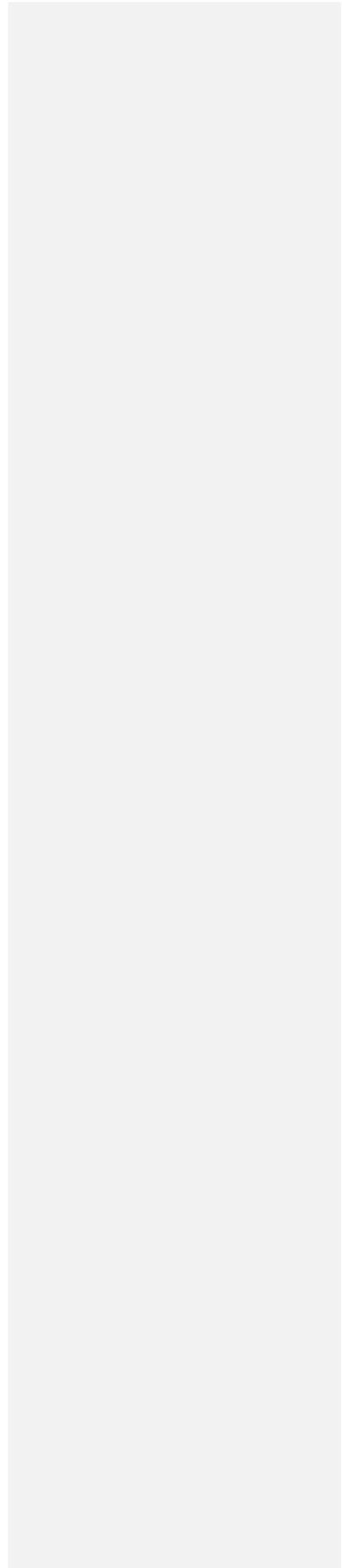


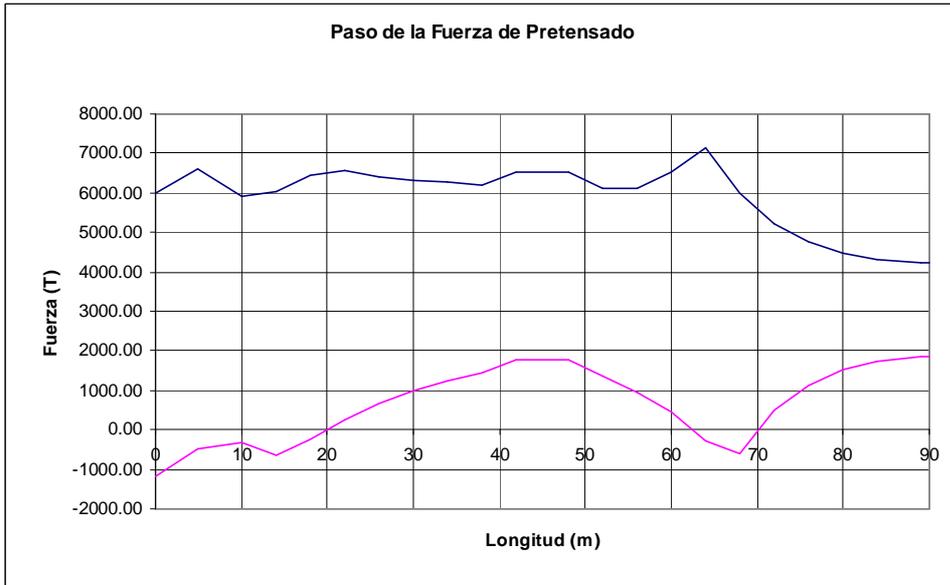
Tabla .. Paso de la Fuerza de pretensado en etapa definitiva, tramo izquierdo.

Long (m)		0	5	10	14	18	22	26	30	34	38	42
Propiedades	A (m2)	4.07	4.08	4.12	4.17	4.24	4.32	4.42	4.54	4.67	4.82	4.99
	I (m4)	3.77	3.89	4.26	4.77	5.50	6.48	7.79	9.48	11.65	14.40	17.84
	H (m)	2.50	2.53	2.63	2.76	2.92	3.13	3.38	3.67	4.01	4.38	4.80
	hi (m)	1.52	1.54	1.60	1.67	1.77	1.89	2.04	2.21	2.40	2.61	2.85
	hs (m)	0.98	0.99	1.03	1.08	1.15	1.24	1.34	1.47	1.61	1.77	1.95
	ex equi (m)	-0.18	0.05	0.10	0.02	-0.10	-0.27	-0.50	-0.78	-1.12	-1.51	-1.76
Ds, Di	Ds	0.29	0.23	0.22	0.23	0.26	0.28	0.31	0.34	0.37	0.39	0.39
	Di	0.17	0.27	0.28	0.25	0.20	0.15	0.09	0.04	-0.02	-0.07	-0.08
	Mc1 (T-m)	0.00	540.93	685.34	517.09	98.57	-568.17	-1481.12	-2638.38	-4036.12	-5602.96	-7436.35
	Mc2 (T-m)	0.00	9.25	-277.87	-720.95	-1353.72	-2176.17	-3188.29	-4390.10	-5785.96	-7467.16	-9574.06
	Pis	5981.14	6971.78	7213.77	6973.93	6740.83	6550.47	6411.84	6320.15	6265.79	6207.81	6518.42
	P2s	-1182.91	-1507.22	-1269.66	-778.68	-242.43	245.96	651.83	974.97	1229.81	1456.48	1783.74
	P1i	-2000.42	-496.32	-321.58	-664.57	-1539.32	-3380.92	-7744.57	-25230.66	74054.62	20508.81	18912.63
	P2i	10114.70	6588.59	5917.05	6031.03	6435.25	7365.99	9672.92	19152.81	-35189.47	-5946.01	-2729.01
	Pmax (T)	5981.14	6588.59	5917.05	6031.03	6435.25	6550.47	6411.84	6320.15	6265.79	6207.81	6518.42
	Pmin (T)	-1182.91	-496.32	-321.58	-664.57	-242.43	245.96	651.83	974.97	1229.81	1456.48	1783.74

Tabla .. Paso de la Fuerza de pretensado en etapa definitiva, tramo derecho.

Long (m)		48	52	56	60	64	68	72	76	80	84	89	90
Propiedades	A (m2)	4.99	4.82	4.67	4.54	4.42	4.32	4.24	4.17	4.12	4.09	4.07	4.07
	l (m4)	17.84	14.40	11.65	9.48	7.79	6.48	5.50	4.77	4.26	3.94	3.77	3.77
	H (m)	4.80	4.38	4.01	3.67	3.38	3.13	2.92	2.76	2.63	2.55	2.50	2.50
	hi (m)	2.85	2.61	2.40	2.21	2.04	1.89	1.77	1.67	1.60	1.55	1.52	1.52
	hs (m)	1.95	1.77	1.61	1.47	1.34	1.24	1.15	1.08	1.03	1.00	0.98	0.98
	ex equi (m)	-1.76	-1.51	-1.12	-0.63	-0.20	0.17	0.48	0.72	0.91	1.03	1.10	1.10
Ds, Di	Ds	0.39	0.39	0.37	0.32	0.26	0.20	0.14	0.08	0.02	-0.02	-0.04	-0.04
	Di	-0.08	-0.07	-0.02	0.07	0.17	0.28	0.39	0.49	0.58	0.65	0.69	0.69
	Mc1 (T-m)	-7436.35	-5365.88	-3633.77	-2051.88	-638.69	605.42	1679.85	2584.63	3291.43	3763.14	4021.28	4028.48
	Mc2 (T-m)	-9574.06	-7184.19	-5046.89	-3170.06	-1555.50	-204.97	879.48	1691.01	2260.04	2639.38	2846.82	2852.58
	Pis	6518.42	6133.60	6114.91	6518.91	7153.91	8230.88	10309.62	15462.19	42102.04	-48080.61	-17808.36	-17662.87
	P2s	1783.74	1367.90	952.67	454.73	-299.13	-1545.81	-3913.44	-9712.84	-39496.58	61257.92	27426.43	27355.65
	P1i	18912.63	19861.41	68843.45	-11033.17	-2937.30	-602.29	499.11	1133.56	1521.60	1741.92	1851.71	1856.73
	P2i	-2729.01	-6718.75	-44761.72	13566.11	7688.38	6006.19	5214.45	4749.20	4456.48	4292.31	4211.16	4213.55
	Pmax (T)	6518.42	6133.60	6114.91	6518.91	7153.91	6006.19	5214.45	4749.20	4456.48	4292.31	4211.16	4213.55
	Pmin (T)	1783.74	1367.90	952.67	454.73	-299.13	-602.29	499.11	1133.56	1521.60	1741.92	1851.71	1856.73

El siguiente gráfico representa el paso de la fuerza de pretensado para la mitad del puente. Estos valores son sin haber sumado el momento secundario de pretensado introducido por la hiperestaticidad de la estructura, es decir, las solicitaciones de diseño provienen únicamente de las cargas externas.



El siguiente cuadro presenta los valores comparativos de fuerzas de pretensado máximas y mínimas para ambas etapas constructivas que el diseño debe cubrir a cabalidad.

Tabla .. Valores comparativos de fuerzas máximas y mínimas para etapa constructiva y definitiva tramo derecho.

Longitud (m)	0.0	5.0	10.0	14.0	18.0	22.0	26.0	30.0	34.0	38.0	42.0
Pmax (T) cons	0.0	6203.2	4572.4	5078.3	5556.7	6157.2	6831.1	6939.7	7022.7	6823.3	7026.1
Pmin (T) cons	0.0	-819.2	-268.1	48.6	423.9	838.7	1278.8	1565.2	1825.1	1959.5	2149.9
Pmax (T) def	5981.1	6588.6	5917.1	6031.0	6435.3	6550.5	6411.8	6320.2	6265.8	6207.8	6518.4
Pmin (T) def	-1182.9	-496.3	-321.6	-664.6	-242.4	246.0	651.8	975.0	1229.8	1456.5	1783.7

Tabla .. Valores comparativos de fuerzas máximas y mínimas para etapa constructiva y definitiva tramo izquierdo.

Longitud (m)	48.0	52.0	56.0	60.0	64.0	68.0	72.0	76.0	80.0	84.0	90.0
Pmax (T) cons	7194.36 7194.4	6993.44 6993.4	7189.71 7203.6	7122.48 7122.5	7011.77 7011.8	6316.40 6316.4	5691.04 5691.0	5185.14 5185.1	4646.09 4646.1	6312.65 6312.6	0.00 0.0
Pmin (T) cons	2178.87 2180.6	1971.74 1973.4	1840.36 1842.2	1583.68 1585.5	8019.96 1274.0	832.888 34.7	1350.58 421.1	45.5147 2	269.33 267.7	749.18 746.9	0.00 0.0
Pmax (T) def	6518.4	6133.6	6114.9	6518.9	7153.9	6006.2	5214.5	4749.2	4456.5	4292.3	4213.5
Pmin (T) def	1783.7	1367.9	952.7	454.7	-299.1	-602.3	499.1	1133.6	1521.6	1741.9	1856.7

Con formato: Fuente: 7 pto

Se puede observar claramente que el requerimiento de la etapa constructiva es mayor que el de la etapa definitiva, y por lo tanto es la que domina el diseño y para la cual se deben diseñar los cables. Los momentos tanto de etapa constructiva como etapa definitiva no difieren en mayor medida, para la etapa constructiva se obtuvo un valor de $M = 10572$ T-m, mientras que en la etapa final el valor es de 9574 T-m, existiendo una diferencia de 1000 T-m. Usando valores iguales para los esfuerzos admisibles de tensión en el hormigón no se requiere una mayor fuerza de pretensado para cubrir este incremento debido a que la excentricidad del cable en la etapa de lanzamiento es mayor que en la etapa definitiva, donde las excentricidades disminuyen para cubrir los momentos positivos.-

Asumir un cable medio parabólico facilita enormemente el cálculo de los momentos secundarios de pretensado ya que se los puede resolver mediante el método de cargas equivalentes, que simplemente representan cargas distribuidas sobre la estructura. Esta geometría de cable medio requiere que el tendón que se esta anclando al final de la dovela descienda para producir la excentricidad asumida. Un anclaje en la parte inferior del alma tiene sus ventajas desde el punto de vista que coopera a resistir las fuerzas de corte, sin embargo su cambio brusco de pendiente provoca pérdidas significativas por efectos de rozamiento lo cual no sucede al considerar un cableado completamente horizontal. El cableado horizontal es constructivamente más fácil de concebirlo, no genera mayores pérdidas por rozamiento y por lo tanto no se requiere un incremento de la sección ni la fuerza de pretensado para vencer dichas pérdidas. En la etapa constructiva este sistema es el más efectivo ya que aprovecha de manera total la excentricidad máxima que ofrece cada sección para contrarrestar los esfuerzos de tensión en la fibra superior, y esto se refleja en una disminución de la fuerza de pretensado y consecuentemente de su sección transversal. El análisis para considerar un cableado horizontal es más complicado ya que se requieren métodos diferentes al de las cargas equivalentes para determinar los momentos secundarios de pretensado.

Como se puede ver en los valores de fuerza de pretensado máximos y mínimos, las últimas secciones no requieren ser ancladas para resistir los esfuerzos de tensión, por lo que el cable correspondiente a esa sección puede ser un tendón provisional. Considerar esta opción es válido y varios puentes lo utilizan sin necesidad de retirar el cable ya que este puede ser utilizado en caso de que el puente se vea sujeto a mayores cargas y se requiera aplicar una fuerza de compresión adicional. Para este caso, se hizo el cálculo utilizando esta alternativa pero no generó un buen resultado y se buscó la opción de mantener el último cable y que fuera un aporte para generar la curva asumida del cable medio. Esto se

logró introduciendo un cable de solidarización superior y variando la excentricidad máxima a fin de que la resultante de los cables superiores no se saliera de la geometría de la sección transversal.

En el siguiente dibujo se aprecia un esquema de la distribución del anclaje de los cables y a partir de este se obtienen las cargas equivalentes de pretensado.

Figura .. Esquema de cableado puente en etapa definitiva.

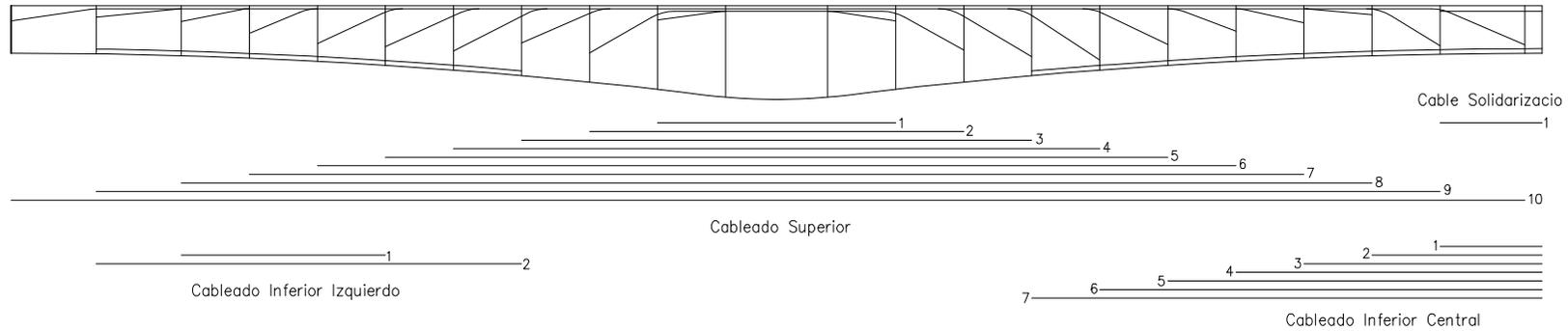
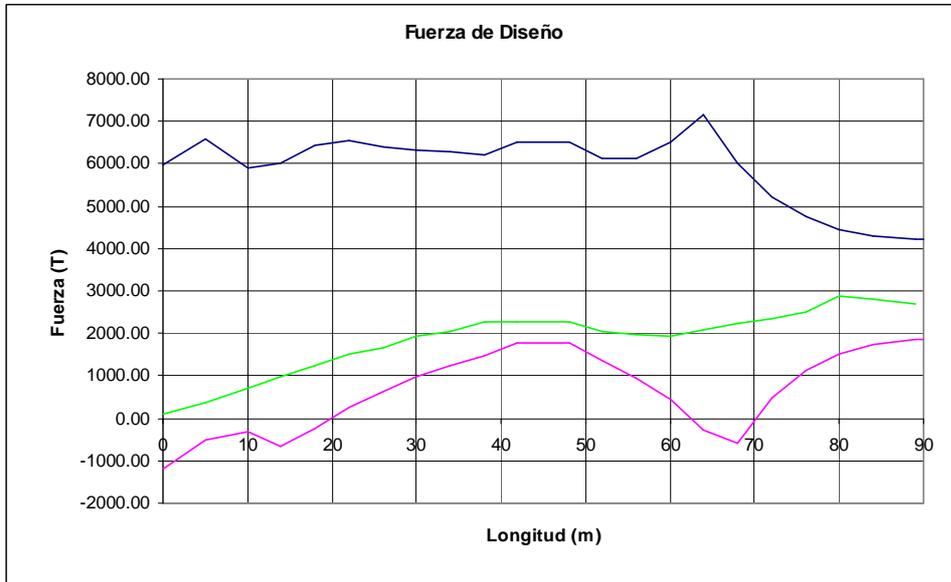


Tabla .. Fuerza efectiva de pretensado por tendón.

Cableado Inferior Izquierdo		Cableado Superior		Cableado Inferior Central		Cable solidarización
Tendón #	Fuerza (T)	Tendón #	Fuerza (T)	Tendón #	Fuerza (T)	Fuerza (T)
1	150	1	260	1	410	230
2	100	2	260	2	410	
		3	260	3	410	
		4	260	4	410	
		5	260	5	410	
		6	260	6	410	
		7	260	7	205	
		8	260			
		9	105			
		10	105			

En la siguiente figura se observa el comparativo entre la fuerza de diseño y la requerida por cálculo para la etapa definitiva.



La ecuación que permite obtener las cargas equivalentes de pretensado es la siguiente:

$$W_{eq} = -P \frac{d^2 e}{dx^2}$$

, donde e representa las ecuaciones Eq 8.3 – Eq 8.7 dentro de sus respectivos límites.

Derivando estas expresiones y tomando el valor de P que actúa en el medio de cada dovela se obtiene el valor de la carga equivalente. La siguiente tabla presenta los resultados.

Tabla .. Cargas equivalentes de pretensado.

Dovela #	Límites (m)	P acumulada (T)	Derivada	W equivalente (T/m)
A10	0-5	105	-0.0077	-0.81
A9	5 - 10	360		-2.77
A8	10 - 14	720		-5.54
A7	14 - 18	980	-0.00329	-3.22
A6	18 - 22	1240		-4.08
A5	22 - 26	1400		-4.61
A4	26 - 30	1660		-5.46
A3	30 - 34	1770		-5.82
A2	34 - 38	2030	0.00862	17.50
A1	38 - 42	2290	0.00862	19.74
B1	48 - 52	2290		19.74
B2	52 - 56	2030	-0.003836	17.50
B3	56 - 60	1770		-6.79
B4	60 - 64	1715		-6.58
B5	64 - 68	1660		-6.37
B6	68 - 72	1810		-6.94
B7	72 - 76	1960		-7.52
B8	76 - 80	2110		-8.09
B9	80 - 84	2260		-8.67
B10	84 - 89	2795		-10.72
Cierre	89 - 90	2690		-10.32

Estos son los datos necesarios para efectuar el cálculo del momento final y así poder obtener el valor del momento secundario de pretensado MSP.

$$M_{final} = M_{isos} + MSP$$

$$M_{isos} = Pe$$

, donde e es la excentricidad del cable medio.

Este valor se presenta para cada sección del tramo izquierdo en la siguiente tabla, siendo el valor en el apoyo el que interese para obtener el MSP.

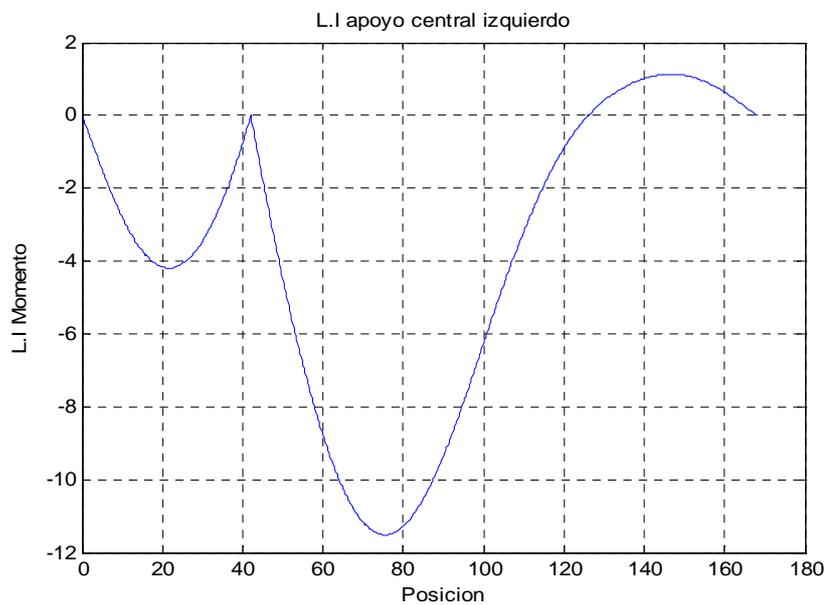
Tabla .. Momento isostático sobre cada sección.

Longitud (m)	0	5	10	14	18	22	26	30	34	38	42
A (m2)	4.07	4.08	4.12	4.17	4.24	4.32	4.42	4.54	4.67	4.82	4.99
I (m4)	3.77	3.89	4.26	4.77	5.50	6.48	7.79	9.48	11.65	14.40	17.84
H (m)	2.50	2.53	2.63	2.76	2.92	3.13	3.38	3.67	4.01	4.38	4.80
hi (m)	1.52	1.54	1.60	1.67	1.77	1.89	2.04	2.21	2.40	2.61	2.85
hs (m)	0.98	0.99	1.03	1.08	1.15	1.24	1.34	1.47	1.61	1.77	1.95
e (m)	-0.18	0.05	0.10	0.02	-0.10	-0.27	-0.50	-0.78	-1.12	-1.51	-1.76
P (T)	105.00	360.00	720.00	980.00	1240.00	1500.00	1660.00	1920.00	2030.00	2290.00	2290.00
M isos (T-m)	-18.93	19.34	68.40	24.13	-122.03	-411.13	-834.01	-1504.10	-2267.51	-3455.32	-4036.97

Como se vio en los fundamentos teóricos este momento secundario se produce por la aparición de fuerzas que se oponen al desplazamiento inducido por la geometría del cable y se localizan sobre los apoyos y obliga a desplazar la línea de presión. La variación del MSP es lineal con un máximo valor sobre los apoyos, por lo tanto se utilizará la línea de influencia sobre esta sección para obtener su valor.

El MSP puede llegar a ser un valor importante dependiendo de la geometría del cable medio y la variación de la fuerza de pretensado a lo largo del puente, es por esto que su valor se lo obtiene a la par que se controla que los esfuerzo de compresión y tensión no sobrepasen sus valores admisibles.

Con formato: Fuente: 10 pto, Negrita



En la siguiente tabla se presenta la obtención del MSP y cuyo dato fundamental proviene de la anterior tabla, que es el momento isostático $M_{isos} = Pe$

Tabla .. Cálculo momento secundario de pretensado.

Dovela #	Limites (m)	Area L.I	W equivalente (T/m)	Momento (T-m)
A10	0-5	-3.43	-0.81	2.77
A9	5 - 10	-10.54	-2.77	29.22
A8	10 - 14	-12.63	-5.54	70.04
A7	14 - 18	-15.23	-3.22	49.10
A6	18 - 22	-16.56	-4.08	67.56
A5	22 - 26	-16.53	-4.61	76.15
A4	26 - 30	-15.13	-5.46	82.62
A3	30 - 34	-12.39	-5.82	72.16
A2	34 - 38	-8.41	17.50	-147.13
A1	38 - 42	-3.28	19.74	-64.83
B1	48 - 52	-4.18	19.74	-82.53
B2	52 - 56	-13.19	17.50	-230.75
B3	56 - 60	-21.39	-6.79	145.26
B4	60 - 64	-28.63	-6.58	188.38
B5	64 - 68	-34.77	-6.37	221.42
B6	68 - 72	-39.68	-6.94	275.51
B7	72 - 76	-43.24	-7.52	325.13
B8	76 - 80	-45.37	-8.09	367.19
B9	80 - 84	-46.01	-8.67	398.83
B10	84 - 89	-56.18	-10.72	602.37
Cierre	89 - 90	-21.51	-10.32	221.96
B10	SIMETRICO	-50.10	-10.72	537.19
B9		-35.35	-8.67	306.45
B8		-30.47	-8.09	246.60
B7		-25.30	-7.52	190.25
B6		-20.16	-6.94	139.98
B5		-15.28	-6.37	97.33
B4		-10.86	-6.58	71.45
B3		-7.01	-6.79	47.56
B2		-3.78	17.50	-66.12
B1		-1.20	19.74	-23.60
A1		0.76	19.74	15.08
A2		2.19	17.50	38.39
A3		3.25	-5.82	-18.95
A4		4.01	-5.46	-21.88
A5		4.43	-4.61	-20.41
A6		4.51	-4.08	-18.40
A7		4.23	-3.22	-13.63
A8		3.60	-5.54	-19.94
A9		3.13	-2.77	-8.67
A10		1.17	-0.81	-0.95
M final (T-m)				4118.71
M isostatico				-4036.97
MSP (T-m)				81.74

La variación del momento secundario de pretensado es lineal teniendo su valor máximo sobre el apoyo. La introducción de este valor obliga a que la línea de presión del cable medio se modifique de acuerdo a la siguiente expresión:

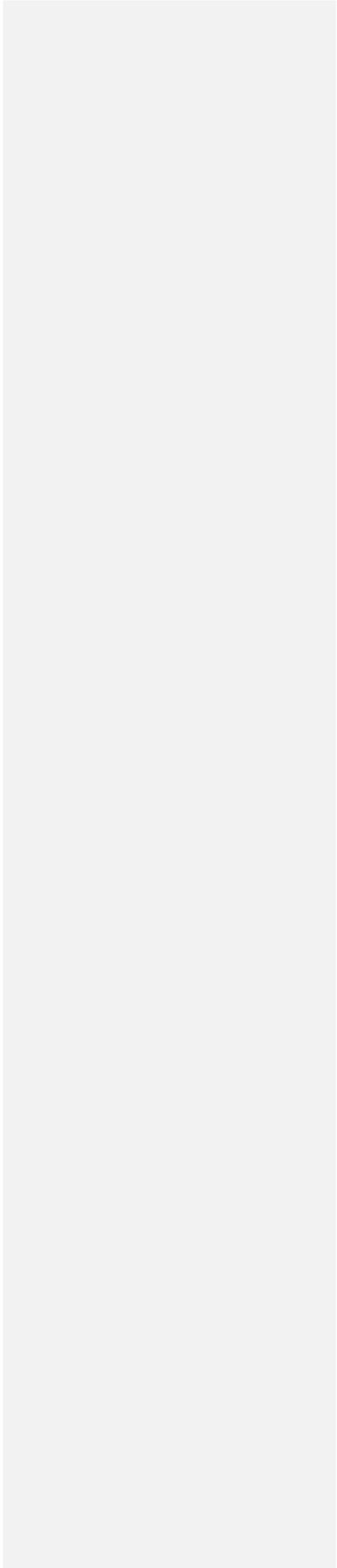
$$e_0 = e - \frac{MSP}{P}$$

, donde e_0 es la línea de presión originada por la presencia del momento secundario de pretensado.

Los momentos así obtenidos se deben sumar a los momentos generados por las cargas externas y de esta manera hacer la comprobación final de esfuerzos en cada sección.

En las siguientes tablas se presentan los valores definitivos con los que se realizó el diseño de los cables.

Con formato: Disminuido 12 pts

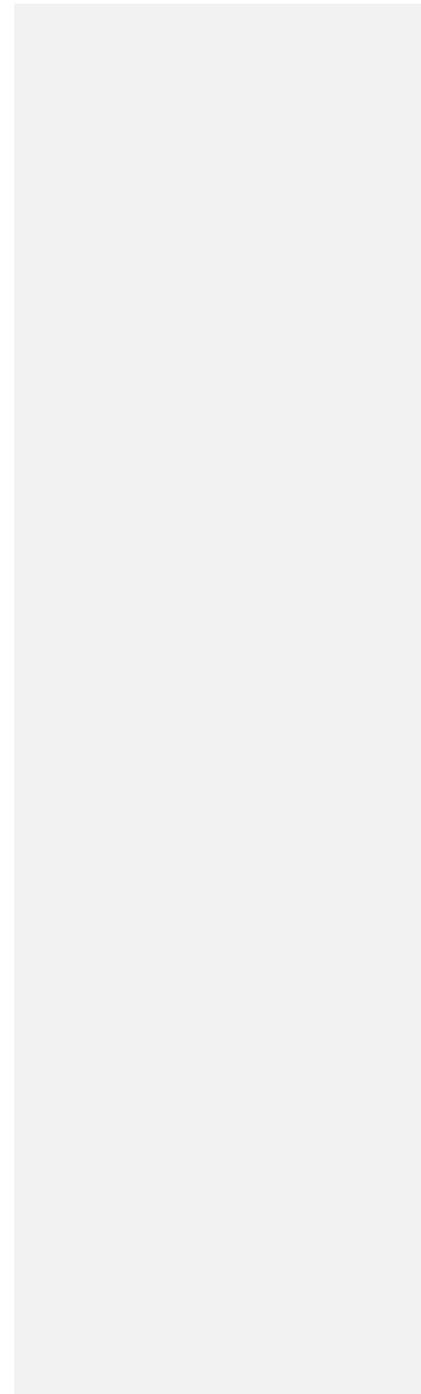


Longitud (m)	48	52	56	60	64	68	72	76	80	84	89	90
A (m2)	4.99	4.82	4.67	4.54	4.42	4.32	4.24	4.17	4.12	4.09	4.07	4.07
l (m4)	17.84	14.40	11.65	9.48	7.79	6.48	5.50	4.77	4.26	3.94	3.77	3.77
H (m)	4.80	4.38	4.01	3.67	3.38	3.13	2.92	2.76	2.63	2.55	2.50	2.50
hi (m)	2.85	2.61	2.40	2.21	2.04	1.89	1.77	1.67	1.60	1.55	1.52	1.52
hs (m)	1.95	1.77	1.61	1.47	1.34	1.24	1.15	1.08	1.03	1.00	0.98	0.98
e (m)	-1.76	-1.51	-1.12	-0.63	-0.20	0.17	0.48	0.72	0.91	1.03	1.10	1.10
P (T)	2290.00	2290.00	2030.00	1975.00	1920.00	2070.00	2220.00	2370.00	2520.00	2900.00	2795.00	2690.00
Msp (T-m)	81.73	81.73	81.73	81.73	81.73	81.73	81.73	81.73	81.73	81.73	81.73	81.73
Mc1+Msp (T-m)	-7354.61	-5284.15	-3552.03	-1970.15	-556.95	687.15	1761.58	2666.36	3373.16	3844.87	4103.01	4110.22
Mc2+Msp (T-m)	-9492.32	-7102.45	-4965.15	-3088.33	-1473.76	-123.24	961.22	1772.74	2341.77	2721.12	2928.56	2934.31
eo (m)	-1.80	-1.54	-1.16	-0.67	-0.24	0.13	0.44	0.69	0.88	1.00	1.07	1.07
Esfuerzos	-104.82	-259.93	-268.33	-334.26	-417.27	-557.96	-687.56	-802.68	-894.03	-946.84	-976.76	-983.11
	129.10	-36.30	-73.19	-161.31	-259.12	-403.08	-519.70	-599.61	-644.16	-662.11	-671.57	-677.32
	-975.61	-791.80	-681.97	-586.73	-459.72	-358.22	-272.25	-206.44	-174.35	-341.33	-236.91	-161.49
	-1316.94	-1121.73	-972.80	-846.87	-699.50	-594.63	-529.86	-519.39	-560.59	-782.27	-710.01	-635.53
Comprobación,	OK											
	OK											
	OK											
	OK											

La comprobación de esfuerzos se basa en las ecuaciones fundamentales planteadas en el desarrollo teórico.

La primera dila comprueba compresiones en fibras superiores, la segunda tensiones en fibras superiores, la tercera y la cuarta los mismos valores pero en fibras inferiores respectivamente.

|



Se puede notar que en los apoyos se esta llegando muy cerca de su límite de tensión, siendo este el condicionante para el diseño. De esta manera se hace varios intentos mediante prueba y error considerando varias alternativas de cableado hasta llegar a un valor óptimo. Se puede notar que no se ha empleado una reducción de la fuerza de pretensado a pesar de que analíticamente si se lo puede hacer, se ha mantenido hasta las dos últimas secciones una fuerza constante por tendón de 260T y los dos últimos cables se los ha reducido a 105 T cada uno. De esta manera, y con la incursión de un cable de solidarización superior en el centro de la luz, se logró mantener al cable dentro de la geometría de la viga, ya que este debe proveer de la excentricidad necesaria para cumplir con el supuesto de cable medio.

Otra observación importante es la extensión de los cables inferiores hasta sectores donde no se requería de la presencia de los mismos puesto que la tensión se presentaba en fibras superiores, sin embargo su presencia fue necesaria para mantener bajo los límites los esfuerzos de tensión, y además contribuyeron a obtener la excentricidad asumida por el cable medio.

En el centro de la luz no se uso la máxima capacidad de la viga puesto que la excentricidad del cable medio se la hizo pasar a 42cm de su límite inferior lo que demuestra que se pudo haber utilizado una sección inclusive menor. En el apoyo central si se aprovecha toda la excentricidad disponible para desarrollar el momento resistente a los momentos externos, sin embargo se puede notar que existe un amplio campo de variación entre la fuerza máxima y mínima que se puede aplicar a la viga. En etapa constructiva se tiene un margen de 5000 T mientras que en etapa final este margen se encuentra en 4700 T lo que representa un 27% de la fuerza máxima.

Si se hace una evaluación de cuanto podría ser el límite de carga que esta sección podría resistir se obtiene el siguiente resultado:

En la sección de apoyo la viga puede llegar a un límite de de 15000 Tm con una fuerza mínima de 7900 T. La sección esta soportando actualmente un momento de 10572 T-m y ha sido resuelta con una fuerza de 2990 T, lo que quiere decir que se esta aprovechando en un 70% la capacidad de la sección por lo que se puede mejorar el diseño reduciendo la altura máxima y consecuentemente su peso muerto.

Como un caso real el puente Rafael Pérez Perazo de la ciudad de Guayaquil tiene una luz libre de 70m y un tablero de 20m de ancho y ha sido resuelto con un cableado recto aplicando una fuerza de pretensado en el apoyo de 14000 T que equivalía a la fuerza mínima mientras que su límite máximo se encontraba en 19000T.

Los cables inferiores se los ha anclando proporcionando una fuerza mucho mayor a la requerida por análisis. Su valor mínimo es de 1856 T y se termino diseñando con una fuerza de 2460 T. Su incremento se debe a primordialmente a que no se esta usando la totalidad de excentricidad permitida por la sección central, además de que no existe una reducción significativa de la fuerza de pretensado superior como debería ser teóricamente y esta fuerza contribuye a los momentos positivos.

En definitiva, el diseño se convierte en un ciclo de prueba y error hasta encontrar la mejor alternativa desde el punto de vista de empatar ambas etapas y tratar de igualar las fuerzas de pretensado y de esta manera no incrementar la cantidad de cable para cubrir únicamente una etapa constructiva.

8.5.1 DISEÑO SECCIONES DE CABLES.

Una vez obtenidas las fuerzas necesarias para cada cable se procede a dimensionar sus secciones. La fuerza calculada es la fuerza efectiva a la que se debe llegar después de que ocurran todas las pérdidas ya mencionadas. Siendo este cálculo tan complejo por depender completamente de factores como la geometría del cable tanto en planimetría como en altimetría, la secuencia y el sistema de anclaje, la edad del hormigón al momento de aplicar las cargas, etc. se ha estimado estas pérdidas en un 30% como valor promedio para todos los cables.

Área de cables según fuerza de pretensado,

Con formato: Fuente: 10 pto, Negrita

Cables superiores

Ø alambre (mm)	15.24
Area alambre (cm ²)	1.82
σ _t (T/m ²)	15.17
σ _L (T/m ²)	13.65
% perdida por cable	30

Pe (T)	260
Pj (T)	371.43
Pj recalculado (T)	370.00
Aps requerida (cm ²)	24.39
# cables	13.37
# cables recalculado	13
Aps final (cm ²)	23.71
Ø ducto (cm)	7.77

Pe (T)	105
Pj (T)	150.00
Pj recalculado (T)	150.00

Cables inferiores

Ø alambre (mm)	15.24
Area alambre (cm ²)	1.82
σ _t (T/m ²)	15.17
σ _L (T/m ²)	13.65
% perdida por cable	30

Pe (T)	205
Pj (T)	292.86
Pj recalculado (T)	293.00
Aps requerida (cm ²)	19.31
# cables	10.59
# cables recalculado	11
Aps final (cm ²)	20.07
Ø ducto (cm)	7.15

Pe (T)	150
Pj (T)	214.29
Pj recalculado (T)	215.00

Aps requerida (cm2)	9.89
# cables	5.42
# cables recalculado	6
Aps final (cm2)	10.94
Ø ducto (cm)	5.28

Aps requerida (cm2)	14.17
# cables	7.77
# cables recalculado	8
Aps final (cm2)	14.59
Ø ducto (cm)	6.10

Pe (T)	230
Pj (T)	328.57
Pj recalculado (T)	330.00
Aps requerida (cm2)	21.75
# cables	11.93
# cables recalculado	12
Aps final (cm2)	21.89
Ø ducto (cm)	7.47

Pe (T)	100
Pj (T)	142.86
Pj recalculado (T)	143.00
Aps requerida (cm2)	9.43
# cables	5.17
# cables recalculado	5
Aps final (cm2)	9.12
Ø ducto (cm)	4.82

Área de cable por tendón,

Con formato: Fuente: 10 pto, Negrita

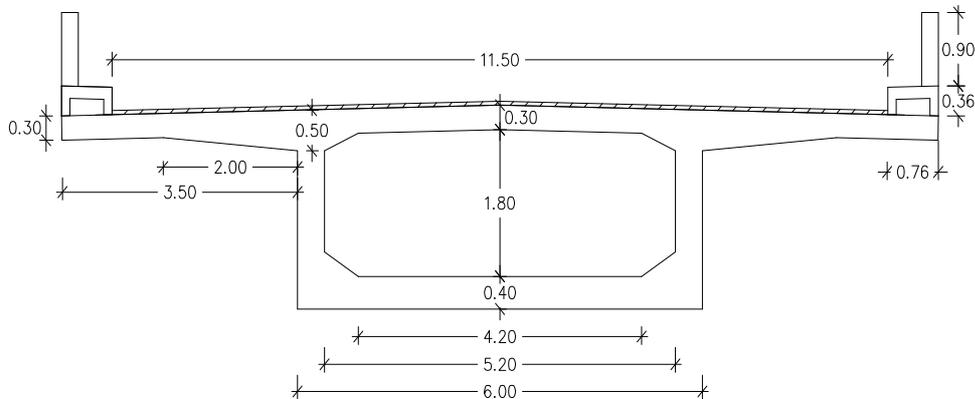
Cableado Inferior Izquierdo		Cableado Superior		Cableado Inferior Central		Cable solidarización
Tendón #	Area (cm2)	Tendón #	Area (cm2)	Tendón #	Area (cm2)	Area (cm2)
1	14.59	1	23.71	1	40.14	21.89
2	9.12	2	23.71	2	40.14	-
-	-	3	23.71	3	40.14	-
-	-	4	23.71	4	40.14	-
-	-	5	23.71	5	40.14	-
-	-	6	23.71	6	40.14	-
-	-	7	23.71	7	40.14	-
-	-	8	23.71	-	-	-
-	-	9	10.94	-	-	-
-	-	10	10.94	-	-	-

Estas secciones de cable se deberán adaptar a algún sistema de pretensado existente en el mercado y que cumpla con las especificaciones técnicas aplicadas al diseño.

8.5.2 DISEÑO DE TABLERO Y LOSA INFERIOR

Para el diseño del tablero se usará el método empírico estipulado por la norma AASHTO.

Usando la siguiente figura se determinan las cargas:



1. CARGAS MUERTAS SOBRE LOS VOLADIZOS

1.1 TABLERO

espesor cartela (m):	0.50
longitud cartela (m):	2.0
espesor tablero (m):	0.3
longitud voladizo (m)	3.50
área tablero (m ²)	1.245
W (T/m/m)	0.85

1.2. CAPA DE RODADURA

espesor capa rod (m):	0.050
peso asfalto (T/m ³)	2.20
W (T/m/m)	0.11

1.3. VEREDAS

área de vereda (m ²)	0.1625
carga puntual (T/m)	0.39

La carga puntual se ubica a 0.375m del extremo del tablero.

1.4. PROTECCIONES

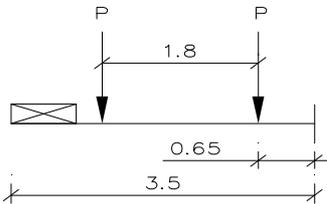
carga puntual (T/m)	0.16
---------------------	------

La carga se ubica a 0.125m del extremo del tablero

Momento por carga muerta:

$$M_D = \frac{0.92 * 3.5^2}{2} + \frac{0.11 * 2.75^2}{2} + 0.39 * 3.125 + 0.16 * 3.375 = 7.81 \text{ T/m/m}$$

1.4. CARGAS VIVAS SOBRE LOS VOLADIZOS.



$$P = 10 \text{ T}$$

$$E = 0.8x + 1.14$$

, donde x es la distancia desde el punto de investigación al apoyo.

$$x = 3.5 - (1.05 + 0.9) = 1.55 \text{ m}$$

$$E = 0.8 * 1.55 + 1.14 = 2.38 \text{ m}$$

$$M = \frac{P}{E} x$$

$$M = \frac{20}{2.38} * 1.55 = 13.02 \text{ T/m/m}$$

Impacto

$L = 2.45 \text{ m}$, distancia al eje más extremo.

$$I = \frac{15.24}{2.45 + 38.1} = 0.37$$

, se toma $I = 0.30$

$$(P + I) = 13.02 * 1.3 = 16.93 \text{ T/m/m}$$

1.5 MOMENTO ULTIMO

$$M_u = 1.3(M_D + M_{L+I})$$

$$M_u = 1.3 * (13.02 + 16.93) = 38.92 \text{ T/m/m}$$

1.6 DISEÑO DEL VOLADIZO

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 38.92 \text{ T/m/m}$$

$$A_s \text{ calc} = 23.77 \text{ cm}^2$$

$$8 \text{ } \phi 20 \text{ mm/m}$$

As 25.12 cm²/m

Con formato: Inglés (Estados Unidos)

2. CARGAS SOBRE EL TRAMO CENTRAL

2.1 TABLERO

espesor tablero (m):	0.30
longitud (m)	5.20
área tablero (m ²)	1.68
W (T/m/m)	0.77

2.2. CAPA DE RODADURA

espesor capa rod (m):	0.050
peso asfalto (T/m ³)	2.20
W (T/m/m)	0.11

2.3. MOMENTO CARGA MUERTA

$$M = \frac{(0.77 + 0.11) * 5.2^2}{8} = 2.97 \text{ T/m/m}$$

2.4. MOMENTO CARGA VIVA

$$M = \frac{(S + 0.60)}{9.75} P$$

$$M = \frac{(5.20 + 0.60)}{9.75} 10 = 5.95 \text{ T/m/m}$$

$$M_{L+I} = 5.95 * 1.3 = 7.74 \text{ T/m/m}$$

2.5 MOMENTO ULTIMO

$$M_U = 1.3 * (2.97 + 7.74) = 13.9 \text{ T/m/m}$$

2.6 DISEÑO DE LA SECCION

$$b = 100\text{cm}$$

$$d = 25\text{cm}$$

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 13.90 \text{ T/m/m}$$

$$As \text{ calc} = 15.4 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ } \phi 18\text{mm/m}$$

$$As = 15.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Con formato: Inglés (Estados Unidos)

3. REFUERZO DE DISTRIBUCIÓN

Con formato: Inglés (Estados Unidos)

Como porcentaje del refuerzo principal para momento positivo

$$\% = \frac{1.21}{\sqrt{S}} \leq 67$$

$$\% = \frac{1.21}{\sqrt{5.2}} = 53$$

$$A_{SD} = 0.53 * 15.4 = 8.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 6 \phi 14 \text{ mm}/\text{m}$$

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esta área se proveerá en sentido longitudinal (paralelo al tráfico) en la parte inferior del volado y del tramo central.

4. REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

$$A_{ST} = 0.0018 * 100 * 30 = 5.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 5 \phi 12 \text{ mm}/\text{m}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esta área se proveerá en sentido longitudinal ya que el refuerzo principal cubre los requerimientos de contracción y temperatura en sentido longitudinal.

5. REFUERZO LOSA INFERIOR

- Sentido perpendicular al tráfico: 0.5% del área transversal de la losa en sentido longitudinal. Esta área se repartirá entre las capas superior e inferior.
- Sentido paralelo al tráfico: 0.3% del área transversal de la losa en sentido transversal.

Para una dovela de 4m de largo y espesor de losa inferior de 0.40m se tienen los siguientes refuerzos:

- Sentido perpendicular al tráfico: $0.005 * 40 * 400 = 80 \text{ cm}^2$

$$A_s = 5 \phi 16 \text{ mm}/\text{m}/\text{capa}$$

- Sentido paralelo al tráfico: $0.003 * 40 * 600 = 72 \text{ cm}^2$

$$A_s = 6 \phi 12 \text{ mm}/\text{m}/\text{capa}$$

Esta área se deberá proveer cuando la losa inferior se encuentre en compresión mas no cuando esté en tensión.

6. REFUERZO DE PIEL EN LAS ALMAS.

$$A_s = 1 \phi 14 \text{ mm } \text{ewer!}''\#\$\%&/@ 30/ \text{ cara}$$

Código de campo cambiado

Con formato: Inglés (Estados Unidos)

Con formato: Disminuido 6 pto

Con formato: Inglés (Estados Unidos)

Con formato: Inglés (Estados Unidos)

Con formato: Español (Ecuador)

8.5.3 DISEÑO A FLEXION DE LA SECCION TRANSVERSAL

El diseño a flexión de cada dovela está basado en el método descrito en la sección 6.4.

Los momentos de diseño se los tomará en la mitad de cada dovela por poseer esta sección la totalidad de la fuerza de pretensado que actúa a lo largo de la misma. El valor del momento secundario de pretensado deberá ser sumado sin factorar al momento último de diseño. La combinación de carga utilizada es la siguiente:

$$M_U = 1.3(M_D + 1.67M_{(L+I)}) \neq$$

$$\phi M_n \geq M_U$$

donde ϕ es el factor de reducción de resistencia, y vale 0.95 para tendones completamente adheridos.

El cálculo completo se encuentra en la Apéndice 2 y a continuación se presenta un resumen del refuerzo por cada dovela.

Resumen de refuerzo tramo izquierdo.

Dovela #	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10
Refuerzo a flexión										
As superior long	5ø12m m/m 6ø14m m/m									
As superior trans	8ø20m m/m 6ø18m m/m									
As inferior long	6ø12m m /m/capa	7ø14m m /m/capa	6ø12m m /m/capa							
As inferior trans	5ø16m m /m/capa									
As piel	1ø14m m/cara @30									

Resumen de refuerzo tramo derecho.

Dovela #	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	Cierre
Refuerzo a flexión											
As superior long	5ø12m m/m 6ø14m m/m										
As superior trans	8ø20m m/m 6ø18m m/m										
As inferior long	6ø12m m /m/capa										

Con formato: Fuente: 14 pto, Español (Ecuador)

Con formato: Nivel 3, Interlineado: 1.5 líneas, Esquema numerado + Nivel: 1 + Alineación: 0 cm + Tabulación después de: 0.76 cm + Sangría: 0 cm

Con formato: Fuente: 12 pto

Con formato: Numeración y viñetas

Con formato: Justificado, Interlineado: 1.5 líneas, Sin viñetas ni numeración

Con formato: Justificado, Interlineado: 1.5 líneas

Con formato: Disminuido 7 pto

Con formato: Español (Ecuador)

Con formato: Fuente: Times New Roman, Sin subrayado, Español (Ecuador)

Con formato: Disminuido 6 pto

Con formato: Fuente: 10 pto, Negrita

Con formato: Fuente: 8 pto

Tabla con formato

Con formato: Fuente: 8 pto

Con formato: Fuente: 7 pto

La prefabricación de dovelas es un proceso más complicado ya que muchas veces dos secciones consecutivas no coinciden debido a que existieron pandeo en los encofrados y provoca problemas al momento de empatarlas en obra.



Con formato: Centrado

La siguiente fotografía no solamente ilustra un proceso de lanzamiento, sino que se puede observar claramente el diafragma que se construye en la dovela base. Estos elementos no son necesarios a lo largo de todo el puente ya que la sección por si sola tiene una gran capacidad para resistir momentos torsores.



Con formato: Centrado

El diafragma sobre la pila tiene la función de transmitir de manera adecuada las cargas laterales que se presenten sobre la superestructura hacia la infraestructura además de proporcionar una rigidez torsional adecuada.

El sistema de lanzamiento utilizado en ese proyecto se basa en una estructura apoyada sobre las pilas y que trabaja a manera de grúa para hisar las secciones que llegan sobre una barcaza. Es una alternativa muy buena cuando se prefabrican las secciones, sin

embargo su costo de operación es sumamente alto y solo se justifica su adquisición cuando se van a construir una serie de proyectos, más no para un solo puente.

En la siguiente imagen se observa una sección ya fundida y lista para aplicarle la fuerza de pretensado. Se puede notar claramente las llaves de corte ya mencionadas, así como los ductos para los cables posteriores. Es una sección con un cableado horizontal que no presenta descensos hacia las almas.



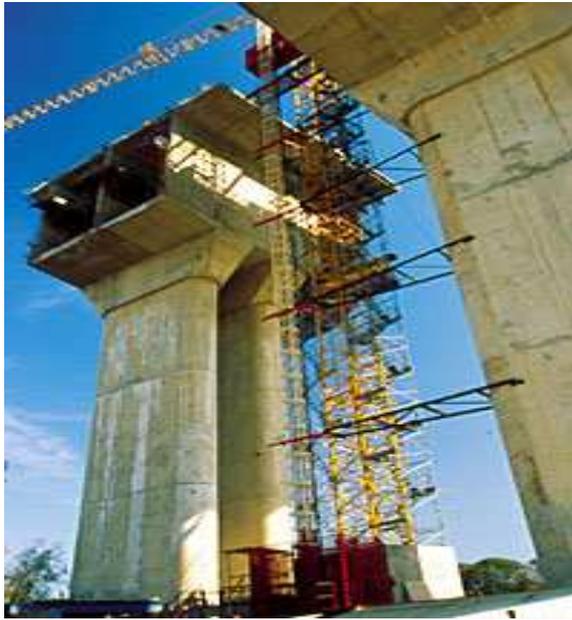
Con formato: Centrado

La siguiente foto corresponde al sistema planteado para esta tesis. Es un carro móvil cuya estructura metálica soporta el peso del encofrado. Se puede utilizar un sistema de contrapesos o simplemente anclarlo a las secciones previamente fundidas para restar los momentos de volteo. Se puede observar claramente como se va moldeando la sección variable del puente. Es importante en estos sistemas obtener una estructura lo más liviana posible pero a la vez que proporcione la rigidez suficiente como para que el encofrado no pandee y se presenten problemas geométricos en las secciones.

Este sistema es bastante económico a diferencia de la estructura metálica utilizada en la anterior fotografía.



La siguiente fotografía muestra un puente en su fase inicial junto a todo un equipo auxiliar de grúas que se encuentran subiendo el equipo de lanzamiento que se utilizará para el avance del puente. La sección aquí expuesta es una sección cajón doble celda que se la utiliza para anchos de tablero mayores a los 18m.



Con formato: Centrado

Con formato: Centrado

El siguiente puente es el más largo en su tipo construido en Centro América. Se puede observar la enorme luz que cubre, además de la enorme variación en altura de su sección transversal, lo que demuestra la gran prestación de este tipo de puentes.



Con formato: Centrado

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se ha efectuado un cálculo que ilustra los principales aspectos que conllevan el análisis y diseño de puentes en voladizos sucesivos, sin embargo para lograr un diseño completo se debe efectuar un análisis dinámico del puente en su etapa constructiva donde este es más vulnerable ante un eventual sismo. De igual manera, el diseño de las pilas no es un asunto sencillo y se deberá tomar en cuenta teoría de segundo orden. En este tipo de estructuras tan complejas por su sistema constructivo no es fácil hacer una predicción exacta en cuanto a parámetros como son las pérdidas de preesfuerzo por sus diferentes causas y las deformaciones instantáneas y en el tiempo y es aquí donde la experiencia tanto del diseñador cuanto del constructor ya en obra juegan un papel importante para lograr vencer estos obstáculos y obtener un diseño óptimo.

Es sumamente necesario conocer a fondo el proceso constructivo que se va a emplear porque depende de esto el análisis y diseño que se efectúen. Variables como los sistemas de lanzamiento, el método de curado, la fundición o pre fabricación de las dovelas, los sistemas de anclaje entre otros deben ser conocidos por el ingeniero estructural antes de comenzar a diseñar un nuevo proyecto.

Se debe llevar un estricto control de calidad de los materiales empleados y del proceso constructivo empleado. El factor más importante, el hormigón, deberá cumplir con todas

Con formato: Nivel 1, Esquema numerado + Nivel: 1 + Alineación: 0 cm + Tabulación después de: 0.76 cm + Sangría: 0 cm

Con formato: Fuente: 12 pto

Con formato: Numeración y viñetas

las normas que especifique el diseñador para minimizar los efectos de contracciones. De igual manera, el tesado de los cables se lo realizará una vez que se ha comprobado la resistencia adecuada del hormigón, su proceso deberá estar a cargo de gente especialista y que pueda evaluar los supuestos asumidos en el diseño, es decir, que se transfiera de manera correcta la fuerza efectiva especificada en los planos constructivos. Se deberá llevar un control del tesado de los cables a fin de conocer las fuerzas aplicadas en campo y poder hacer correcciones en caso de ser necesario.

Las deflexiones de la estructura en su etapa de lanzamiento también deberá ser cuidadosamente evaluada a fin de aplicar métodos correctivos sobre la marcha y alcanzar la curva objetivo planteada por el diseñador. Para este caso sirve tener un cálculo de la deformación esperada por etapa constructiva en los diseños y en base a este dato establecer un comparativo con los datos reales ya obtenidos en construcción, de esta manera se podrán corregir imperfecciones que se presenten debido a la cantidad de variables que no son posibles controlarlas de manera adecuada.

Aplicando procesos constructivos adecuados a cada proyecto, la construcción de puentes en voladizos sucesivos es una de las mejores alternativas económicamente hablando por su calidad de autoportante, es decir, que a medida que va creciendo su estructura misma colabora al lanzamiento de los nuevos segmentos evitando así la utilización de equipo pesado para el hizamiento de vigas completas.

Al ser su material primordial el hormigón, su costo de mantenimiento es sumamente bajo comparado con puentes de estructura metálica. Este costo llega a ser más significativo en regiones húmedas o costeras donde los puentes metálicos son muy vulnerables al medio ambiente.

El Ecuador es un país que se presta perfectamente para este tipo de estructuras por su geografía. La tecnología de este tipo de puentes se encuentra actualmente en la mayoría de países del mundo y Sur América no es la excepción. Es una pena saber que apenas el año pasado se realizó el primer puente importante usando este sistema cuando en países vecinos como Colombia esta tecnología ya es ampliamente usada.

Este tipo de obras son un índice claro de cuan avanzado o retrasado tecnológicamente es un país, y si el Ecuador quiere progresar necesita tener una red vial importante y los puentes de grandes luces no deben ser un obstáculo en este objetivo, es por esto que los nuevos profesionales debemos incurrir en esta tecnología preparándonos adecuadamente para asumir los grandes retos que nuestro país demanda.

La tesis ha logrado su objetivo primordial, conocer los principales fundamentos que rigen el diseño de puentes en voladizos sucesivos, sin embargo queda material para una nueva investigación como es el análisis dinámico del puente en su etapa constructiva o el diseño especial de sus pilas.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

American Association of State Highway and Transportation Officials. Guide specifications for design and construction of segmental concrete bridges. Washington, AASHTD, 1999.

Standard specifications for highways bridges. Washington, AASHTD, Fifteenth Edition, 1992

American Concrete Institute. Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-02) and commentary (ACI 318RM-02). Michigan, ACI, Reported by ACI Committee 318.

Barker, Richard and Puckett, Jay. Design of highway bridges. New York, A Wiley-Interscience Publication, 1997

Colombia. Instituto del Concreto. Concreto preesforzado: diseño y construcción. Bogotá, Asocreto, 1ª. Edición, 2005

Ecuador. Escuela Politécnica Nacional. Ingeniería de Puentes. Seminario Internacional. Quito, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, 2006

Ecuador. Ministerio de Obras Pública y Comunicaciones. Sociedad Argentina de Estudios Curso de Puentes. Quito, Departamento de Publicaciones, 1982.

Hidalgo Rivas, Gustavo. Elementos de puentes con orientación a la norma AASHTO. Quito, Talleres de la Escuela Politécnica del Ejército, 1987

Mathivat, Jacques. Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos. Barcelona, Editores Asociados, 1980.

Uribe Escamilla, Jairo. Análisis de estructuras. Bogotá, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2da. Edición, 2000.

8.5

Con formato: Fuente: 14 pto, Inglés (Estados Unidos)

Con formato: Nivel 1

Con formato: Inglés (Estados Unidos)

Con formato: Justificado, Ninguno

Con formato: Español (Ecuador)

Con formato: Esquema numerado + Nivel: 1 + Alineación: 0 cm + Tabulación después de: 0.76 cm + Sangría: 0 cm

Con formato: Numeración y viñetas



Con formato: Fuente: 12 pto



Con formato: Español (Ecuador)

Nivel 1, Esquema numerado + Nivel: 1 + Alineación: 0 cm + Tabulación después de: 0.76 cm + Sangría: 0 cm