



Universidad de Cuenca

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA PARA EL PUENTE NARANJAL 1 QUE FORMA PARTE DEL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES DEL RIO NARANJAL”

Tesis previa a la obtención del
Título de Ingeniero Civil

AUTORAS:

ANDREA PAOLA REINOSO BAJAÑA
SANDRA MARITZA ZAMBRANO BERNAL

DIRECTOR:

ING. ANGEL JULVER PINO VELAZQUEZ, MSC.

ASESOR:

ING. WILSON FABIÁN CORDERO GULÁ

CUENCA – ECUADOR

Noviembre – 2014



RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo el estudio de la superestructura del Puente Naranjal 1 que forma parte del proyecto “Control de inundaciones del Río Naranjal”.

En este documento se hace una introducción a los puentes, posteriormente se presenta como solución un puente tipo viga- losa constituido de varios tramos. Finalmente se analizan los elementos que conforman la superestructura. Para las vigas que son los elementos principales de la superestructura se propone su diseño en hormigón postensado con el objetivo de aminorar costos, ya que ésta técnica permite la reducción de la sección, disminuyendo así las cargas muertas, agrietamientos y por lo tanto deflexiones. Las vigas se diseñan mediante las normas AASHTO y ACI que regulan el diseño de puentes. El diseño de la losa se realiza en hormigón armado regulado por las normas AASHTO y MOP.

Palabras clave: Postensado, superestructura, norma AASHTO, puentes tipo viga – losa.



ABSTRACT

This research aims to study the superstructure of the Naranjal 1 Bridge, which is part of the "Control de inundaciones del Río Naranjal."

This paper deals with the bridges topic, first. Then, it presents a slab girder bridge consisting of several stretch as a solution. Finally, the elements of this superstructure are analyzed. For the beams, which are the main elements of the superstructure, a post tensioned concrete design is proposed in order to reduce costs. As this technique allows the reduction of the section, reduces dead loads, fissures, and therefore deflections, the cost will be lower. The beams are designed using the AASHTO and ACI standards governing the design of bridges. The design of the slab is made of reinforced concrete and regulated by AASHTO and MOP standards.

Keywords: Postensado, superstructure, AASHTO, bridges beam type - slab.



ÍNDICE

RESUMEN 2

1 CLAUSULA DE DERECHOS DE AUTOR 7

2 CLAUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL 9

3 INTRODUCCIÓN 11

3.1 ANTECEDENTES 12

3.2 OBJETIVOS 12

3.3 JUSTIFICACIÓN 13

4 MARCO TEORICO 13

4.1 PUENTES 13

4.1.1 DEFINICIÓN 13

4.1.2 CLASIFICACIÓN 13

4.1.3 Características de los puentes preesforzado..... 14

4.1.4 PARTES DE UN PUENTE..... 15

4.2 PUENTES TIPO VIGA - LOSA..... 16

4.3 LINEAS DE INFLUENCIA PARA TRAMOS ESTATICAMENTE DETERMINADOS 19

4.4 TEOREMA DE BARRÉ 25

4.5 TEORIA DE POSTENSADO 27

4.5.1 Métodos de preesfuerzo 28

4.5.2 Pérdida en la fuerza de postensado 34

4.5.3 Diseño a flexión de vigas en postensado 35

4.5.4 Carga equivalente..... 35

4.5.5 Esfuerzos elásticos de flexo compresión en vigas preesforzadas 37

4.5.6 Etapas de carga..... 39

4.5.7 Núcleo de la sección en el preesfuerzo 41

4.5.8 Selección de forma y propiedades geométricas de la sección 44

4.5.9 Diseño de vigas presforzadas mediante el método de balanceo de carga 47

4.5.10 Diseño a Cortante 49

4.5.11 Diseño de las zonas de anclaje..... 53

4.6 ESTADOS LÍMITES (AASHTO LRFD)..... 56

4.6.1 Estado Límite de Servicio 56

4.6.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura..... 57



4.6.3	Estado Límite de Resistencia	57
4.6.4	Estados Límites correspondientes a eventos extremos.....	58
4.7	ECUACIÓN BÁSICA DE DISEÑO (AASHTO LRFD)	58
4.8	CARGAS	61
4.8.1	Cargas permanentes	61
4.8.2	Cargas transitorias.....	62
4.9	APLICACIÓN DE SOBRECARGAS VEHICULARES DE DISEÑO	66
4.9.1	Cargas de diseño para Tableros.....	67
4.9.2	Cargas de diseño para el vuelo del tablero	67
4.10	FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA	67
4.11	HORMIGÓN ARMADO	69
4.11.1	Propiedades de los materiales	69
4.11.2	Resistencia a la flexión.....	70
4.12	DISEÑO DE TABLEROS	72
4.12.1	Método de las Fajas	72
4.12.2	Diseño del vuelo del tablero	76
4.13	CONCEPTOS Y NORMAS PARA CONCRETO POSTENSADO	76
5	MÉTODOS DE DISEÑO PARA LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE NARANJAL 1.....	78
5.1	DISEÑO DE LA LOSA.....	78
5.2	DISEÑO DE VIGAS EN POSTENSADO.....	85
5.2.1	Materiales	86
5.2.2	Separación de las vigas.....	86
5.2.3	Propiedades Geométricas de la sección	87
5.2.4	Obtención del factor de distribución.....	96
5.2.5	Diseño de la viga preesforzado mediante método elástico.....	98
5.2.6	Diseño a cortante.....	101
5.2.7	Cortante friccional.....	112
5.2.8	Diseño de las zonas de anclaje	114
5.3	DISEÑO DE DIAFRAGMA	116
6	MODELADO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE NARANJAL 1	120
7	RESULTADO Y DISCUSIONES	143
7.1	LOSA.....	143
7.2	VIGAS EN POSTENSADO	143



7.3	DIAFRAGMA.....	144
8	CONCLUSIONES.....	145
9	BIBLIOGRAFÍA.....	146
10	ANEXOS.....	147
10.1	Obtención cargas de diseño	147
10.2	Calculo de propiedades geométricas de la viga.....	149
10.3	Diseño de la losa	150
10.4	Diseño Armadura Zona Anclajes	155
10.5	DISEÑO A CORTANTE FRICCIONAL.....	157
10.6	DISEÑO A CORANTE	157
10.7	BASE DE DATOS DE TORONES DE 7 ALAMBRES	158
10.8	DISEÑO DE LA VIGA POSTENSADO	158
10.9	PLANOS	161



Universidad de Cuenca

1 CLAUSULA DE DERECHOS DE AUTOR



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

Yo, *ANDREA PAOLA REINOSO BAJAÑA* autora de la tesis "CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA PARA EL PUENTE NARANJAL 1 QUE FORMA PARTE DEL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES DEL RIO NARANJAL", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autora.

Cuenca, 13 de noviembre de 2014

Andrea Paola Reinoso Bajaña

C.I: 0105278691



Universidad de Cuenca



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

Yo, SANDRA MARITZA ZAMBRANO BERNAL, autora de la tesis "CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA PARA EL PUENTE NARANJAL 1 QUE FORMA PARTE DEL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES DEL RIO NARANJAL", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autora.

Cuenca, 13 de noviembre de 2014

Sandra Maritza Zambrano Bernal

C.I: 0103433074



Universidad de Cuenca

2 CLAUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL



Universidad de Cuenca
Clausula de propiedad intelectual

Yo, *SANDRA MARITZA ZAMBRANO BERNAL*, autora de la tesis "CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA PARA EL PUENTE NARANJAL 1 QUE FORMA PARTE DEL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES DEL RIO NARANJAL", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, 13 de noviembre de 2014

Sandra Maritza Zambrano Bernal

C.I: 0103433074



Universidad de Cuenca



Universidad de Cuenca
Clausula de propiedad intelectual

Yo, *ANDREA PAOLA REINOSO BAJAÑA*, autora de la tesis "CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA PARA EL PUENTE NARANJAL 1 QUE FORMA PARTE DEL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES DEL RIO NARANJAL", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, 13 de noviembre de 2014

Andrea Paola Reinoso Bajaña

C.I: 0105278691



3 INTRODUCCIÓN

Los puentes son de vital importancia para el desarrollo de las naciones, ya que facilita las actividades de comunicación, es por ello que se desarrolla la investigación de nuevas técnicas para el diseño, construcción y mantenimiento de los mismos.

La naturaleza del terreno y la función que debe cumplir un puente son aspectos determinantes que hacen que su diseño y construcción sean diferentes para cada medio, representando así una tarea compleja que implica un alto grado de conocimiento de ingeniería civil.

A lo largo de la historia se han empleado numerosos tipos de diseños, que dependen de los materiales disponibles, técnicas desarrolladas y consideraciones económicas. Siendo la calidad del suelo o roca donde deberá apoyarse un parámetro crítico que garantiza la estabilidad del mismo.

La superestructura es una parte fundamental de los puentes pues salvan la luz entre los vanos y soportan directamente las cargas de tránsito. Deben diseñarse de tal manera que no sufran deflexiones para garantizar su correcto funcionamiento.

Existen varios tipos de superestructura que dependen de las características físicas y económicas de cada proyecto. Las más empleadas son las conformadas por una losa y vigas longitudinales; siendo las vigas los elementos estructurales que soportan todas las solicitaciones de la superestructura, para luego transmitir las a la subestructura.

Dependiendo de la luz que se debe salvar las vigas pueden ser de hormigón armado, acero u hormigón preesforzado, siendo éste último la técnica más desarrollada actualmente ya que permite cubrir luces de hasta 45 m. con diseño económicos.

Aunque existen dos formas de preesforzado, pretensado y postensado, éste último es preferido en el diseño de puentes debido a que es más eficiente para secciones de gran tamaño ya que reduce el peso propio de los elementos.



3.1 ANTECEDENTES

El crecimiento desmesurado del Río Naranjal en época invernal, produce graves inundaciones en las poblaciones cercanas. Por lo cual el Gobierno Nacional a través de “SENAGUA”, vio la necesidad de realizar el proyecto “Control de Inundaciones del Río Naranjal”, que pretende dividir el caudal, durante época de crecida, desviando parte del mismo por un canal de grandes proporciones.

La magnitud del proyecto implica la ejecución de obras importantes de ingeniería, entre las cuales están puentes de grandes luces, los cuales requieren estudios particularizados de topografía, hidrología, geología, suelos, impacto ambiental, estudio estructural.

La tesis se enfoca al diseño de la superestructura del “Puente Naranjal 1”, que se levanta sobre el canal de desvío. La luz que deberá salvar dicho puente es de 320 m, para lo cual se propone el diseño de vigas de hormigón postensado. El puente está conformado por 8 tramos de 40 m y con dos carriles de calzada de 7.20 m. Además contempla veredas laterales de 1.20 m.

3.2 OBJETIVOS

Objetivo General

Realizar el diseño completo de la superestructura de un puente sustentado sobre vigas de hormigón postensado, estudiando las condiciones en las que se requiere la implantación del mismo, y los métodos y procedimientos aplicables.

Objetivos específicos

- Identificación del proyecto en general y del proyecto del puente en particular.
- Determinación de cargas para la superestructura.
- Diseño de la losa.
- Diseño de las vigas de hormigón postensado.



3.3 JUSTIFICACIÓN

Mediante la elaboración de la presente tesis, se aplicarán los conocimientos adquiridos durante los estudios de pregrado, complementándolos con investigación bibliográfica, para el análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales que forman parte de la superestructura.

La investigación propuesta se enfoca en el cálculo y diseño de la superestructura del Puente Naranjal 1, el cual incluye el diseño de vigas en hormigón postensado que pretenden cubrir la luz total del puente de 320 m.

En nuestro medio consideramos importante abordar el estudio y conocimiento de vigas de hormigón postensado a fin de poder aplicarlos en caso necesario en cualquier parte de nuestro país.

4 MARCO TEORICO

4.1 PUENTES

4.1.1 DEFINICIÓN

Puente es una obra que se construye para salvar obstáculos como depresiones de relieve topográfico, corrientes de agua y cruces a desnivel, dando así continuidad a una vía. Sustenta carreteras, caminos, vías férreas así como puede transportar líneas de distribución de energía y tuberías.

4.1.2 CLASIFICACIÓN

Existe una variada clasificación de puentes, de acuerdo a diferentes parámetros, entre las más comunes se tiene las siguientes:

1. De acuerdo a la sección transversal

- Puentes – losa
- Vigas simples
- Vigas compuestas

2. De acuerdo a la forma estructural

- Puentes isostáticos



- Puentes hiperestáticos
- Puentes aporricados
- Puentes de arco
- Puentes constituidos por elementos reticulares.

3. De acuerdo al material

- Puentes de madera
- Puentes de mamposterías de ladrillo
- Puentes de mampostería de piedra
- Puentes de hormigón ciclópeo
- Puentes de hormigón simple
- Puentes de hormigón armado
- Puentes de hormigón preesforzado
- Puentes metálicos

4. De acuerdo a su función

- Puentes peatonales
- Puentes para tránsito vehicular de carreteras
- Puentes para ferrocarriles
- Puentes para oleoductos
- Puentes canal
- Puentes basculantes
- Puentes para servicios mixtos

5. De acuerdo a la longitud de la obra de fábrica

- Alcantarillas: longitudes menores que 10 m.
- Puentes menores: longitudes entre 10 y 20 m.
- Puentes medianos: longitudes entre 11 y 70 m.
- Puentes mayores: longitudes mayores que 70 m.

4.1.3 Características de los puentes preesforzado

Para los fines de esta tesis se indica alguna de las características de los puentes de hormigón preesforzado:



- Son puentes definitivos
- Pueden ser isostáticos o hiperestáticos
- Pueden tener luces menores, medianas y mayores
- Soportan cargas vehiculares generalmente altas.
- Se aplica en carreteras de diferente orden.

4.1.4 PARTES DE UN PUENTE

En un puente se distinguen dos partes principales: la superestructura y subestructura.

4.1.4.1 SUPERESTRUCTURA

Es el conjunto de tramos que salvan los vanos situados entre soportes. Está conformada por el tablero o piso que soporta directamente las cargas; vigas, diafragmas, cables, armaduras, arcos que son los que transfieren las cargas del tablero a los apoyos.

Tablero

Es el elemento estructural que conforma la superficie sobre la cual circulan los vehículos, puede estar formado por una losa, conjunto de vigas o la combinación de las dos. Además está conformado por barandas, pavimento, travesaños o diafragmas, juntas de dilatación etc.

Losa

Es el elemento estructural encargado de transmitir las solicitaciones a las vigas o apoyos según sea el caso.

Vigas

Son los elementos estructurales que soportan la losa y se asientan en los apoyos.

Diafragmas

Son elementos estructurales que conectan las vigas formando un entramado horizontal que ayuda a incrementar su rigidez.



Barandas

Elementos que limitan la calzada a los lados del tablero, su función es evitar que vehículos o peatones se caigan fuera del puente en un caso de accidente.

4.1.4.2 SUBESTRUCTURA

Son los apoyos o soportes formados por pilares (apoyos centrales); estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y las fundaciones que transmiten los esfuerzos al terreno.

Estribos

Son elementos estructurales ubicados en los extremos de la longitud del puente, cuya función es soportar el tablero en estos puntos.

Pilas

Son elementos estructurales ubicados en puntos intermedios de la longitud del puente cuya función es soportar el tablero.

Fundaciones

Son elementos estructurales que transmiten las cargas de los estribos y pilotes hacia el terreno.

4.2 PUENTES TIPO VIGA - LOSA

Los puentes tipo viga- losa están constituidos por un tablero asentado sobre varias vigas longitudinales colocadas a intervalos regulares, que se apoyan sobre estribos, pilas, cimentación, sistemas de apoyos y juntas. Pueden ser de uno o varios tramos.

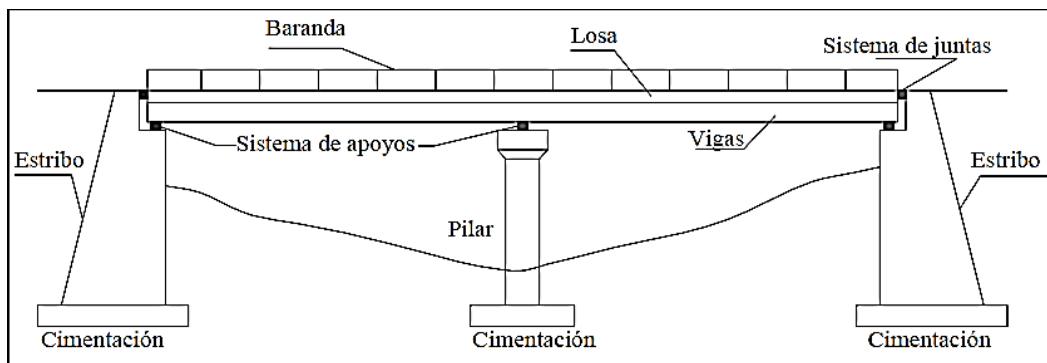


Figura 4-1 Sección típica puente tipo viga – losa

❖ Tablero

El tablero está constituido por una losa solidaria con las vigas principales. Además, es el elemento estructural que soporta directamente las cargas vehiculares y peatonales para luego transmitir las a las vigas. De acuerdo al tipo de puente y a la luz del tramo la armadura principal de la losa puede ser diseñada de 3 formas:

- Paralela al tráfico, apoyada sobre viguetas transversales, para puentes pequeños con luces menores a 8 m.
- Perpendicular al tráfico y apoyándose sobre las vigas principales cuando se debe cubrir grandes luces. En este caso es importante determinar el grado de empotramiento de la losa en las vigas. El grado de empotramiento es mayor mientras mayor son las dimensiones de la viga y menor su longitud o espaciamiento entre las viguetas transversales, es decir cuanto mayor sea la resistencia de viga a la torsión. Cuando la losa es de hormigón armado, por lo general, ésta se apoya sobre las vigas principales formando un conjunto de manera que las vigas principales trabajen como vigas T.
- En ambos sentidos, apoyada sobre vigas principales y viguetas transversales.

❖ Vigas

Las vigas constituyen la estructura principal de la superestructura de este tipo de puentes. Existen varios tipos de vigas, según su sección transversal, estas



pueden ser vigas tipo I, tee, cajón, etc. De acuerdo al tipo de material utilizado estas pueden ser de madera, hormigón armado, hormigón preesforzado o acero. El tipo de viga dependerá del tipo de puente escogido por el diseñador y de la luz que se necesita salvar.

Separación de las vigas principales.

El costo del puente se ve afectado considerablemente por la variación de la separación lateral de las vigas principales. Si bien una pequeña separación puede reducir el espesor de la losa, sin embargo sería necesario un mayor número de vigas y por lo tanto encofrado más laborioso y de mayor superficie.

“En el algunos países de Latinoamérica teniendo en cuenta el costo de la mano de obra y de los materiales la distancia económica entre centro de las vigas principales es de 2 m., pudiendo sufrir variaciones según la zoca del país y del tipo y luz del puente.” (MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2010)

Dimensionamiento

“Para luces comprendidas entre 20 y 45 m. el tablero está constituido por dos, tres o más vigas de altura constante y alma relativamente delgada, siendo la altura económica aconsejable para las vigas $L/18$.

Para luces comprendidas entre 50 y 300 m. se construyen puentes preesforzados en volados sucesivos, los que en su mayoría tienen la luz principal comprendida entre 70 y 100 m. con la luz más económica próxima a los 90 m.” (MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2010)

Por lo general debido a facilidad de construcción, las vigas exteriores se construyen con la misma sección que las vigas interiores. Aunque las vigas exteriores comúnmente reciben mayor peso propio, sin embargo, reciben generalmente menos concentración de carga.

❖ Subestructura

La subestructura está constituida por pilares y estribos, los cuales soportan las cargas transmitidas por la superestructura (losa y vigas). El tipo de estribos y pilares depende de varios factores. A su vez los estribos y pilares transmiten



carga a la cimentación, la cual puede ser superficial o profunda dependiendo del tipo de suelo y de la socavación.

4.3 LINEAS DE INFLUENCIA PARA TRAMOS ESTATICAMENTE DETERMINADOS

Los puentes para tránsito vehicular están sometidos a cargas móviles producidas por las ruedas de carros o camiones que transitan sobre la estructura. Para realizar un buen diseño de este tipo de puentes es necesario determinar la posición de dichas cargas, que generen el máximo esfuerzo cortante o el máximo momento flector en una sección.

Se debe tener en cuenta que la posición de las cargas que producen el máximo momento flector en una sección no originará necesariamente el máximo esfuerzo cortante en la misma sección.

Para determinar ya sea el máximo esfuerzo cortante o momento flector, lo primero que hay que hacer es determinar la posición crítica de las cargas móviles.

Las líneas de influencia en muchos de los casos ayudan a dar la mejor solución de este problema.

Definición de líneas de influencia

“La línea de influencia se puede definir como una curva cuya ordenada da el valor de una respuesta estructural: reacción, carga axial, corte, momento, etc., en un elemento o sección fijos de una estructura (apoyo, barra, columna, etc.) cuando una carga unitaria está aplicada en la abscisa correspondiente”. (Jairo Uribe Escamilla, 2000)

Para facilitar los cálculos de las líneas de influencia se puede utilizar el Principio de Müller – Breslau.

Principio de Müller – Breslau

“Si se considera que una componente de reacción o de fuerza interna actúa sobre una pequeña distancia y por consiguiente deflecta o desplaza una estructura, la curva de la estructura deflectada o desplazada será, a alguna



escala, la línea de influencia para dicha componente de reacción o de fuerza interna”.

Este principio se aplica a estructuras estáticamente determinadas e indeterminadas.

Líneas de influencia para vigas estáticamente determinadas

Procedimiento de análisis

Para construir la línea de influencia en un punto especificado de un miembro ya sea para la reacción, fuerza cortante o momento flector, se puede utilizar la definición o el teorema de Müller – Breslau. Con el siguiente ejemplo se ilustra la aplicación de los dos casos.

Ejemplo 1 (Jairo Uribe Escamilla, 2000)

Averiguar para una viga simplemente apoyada las líneas de influencia de las reacciones en los dos apoyos, A y B, el corte en cualquier sección C y el momento en la misma.

Utilice a) la definición, y b) el Principio de Müller – Breslau.

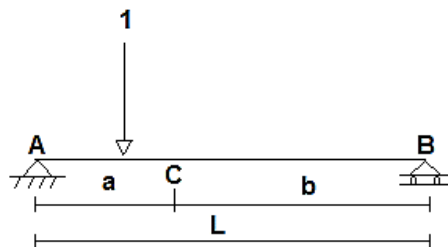


Figura 4-2 Viga simplemente apoyada con carga unitaria

Solución

- a) Utilizando la definición de línea de influencia

Para dibujar la línea de influencia de R_A se coloca una carga unitaria a una distancia x de R_A y se expresa su valor como función de dicha distancia, esto es:

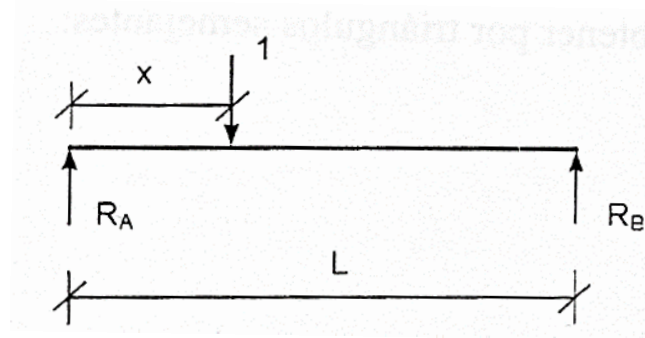


Figura 4-3 Carga unitaria a una distancia x

$$R_A = \frac{L-x}{L} 1 = 1 - \frac{x}{L}$$

Que representa una línea recta con ordenada unitaria en A y cero en B.

Similarmente, la línea de influencia en B se obtiene a partir de la ecuación:

$$R_B = \frac{x}{L}$$

La representación gráfica de las dos líneas se muestra enseguida:

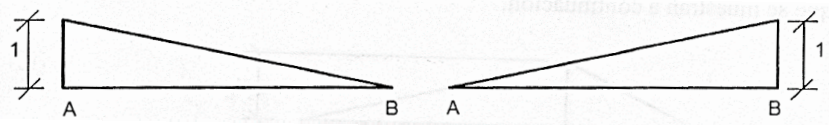


Figura 4-4 Líneas de influencia reacción en A y B

Para dibujar la línea de influencia de V_C , en los diagramas de cuerpo libre que se muestran enseguida que para posiciones de la carga unitaria entre A y C, V_C es igual a $-R_B$; y para posiciones de la carga entre C y B, V_C es igual a R_A .

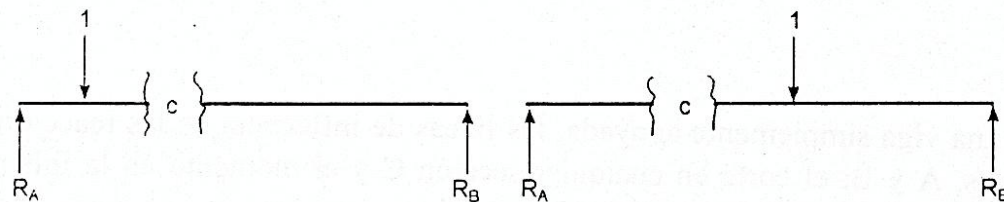


Figura 4-5 Posición de la carga para determinar la fuerza cortante en R_A y R_B

Por consiguiente, la línea de influencia V_C en la porción AC es la misma de R_B pero con signo negativo y en la porción CB es idéntica a la de R_A . Resultan entonces dos líneas paralelas, con pendiente $-1/L$, y con un cambio brusco unitario cuando la carga pasa del lado izquierdo al derecho de C.

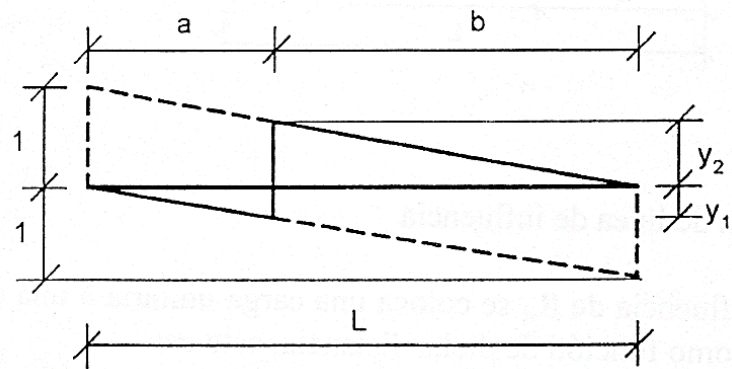


Figura 4-6 Línea de influencia de la fuerza cortante debido a R_A y R_B

Los valores de las ordenadas en el punto C se pueden obtener por triángulos semejantes:

$$Y_1 = -\frac{a}{L}$$

Y

$$Y_2 = -\frac{b}{L}$$

Para dibujar la línea de influencia de M_C se puede deducir de los dos diagramas de cuerpo libre anteriores, que cuando la carga está a la izquierda de C:

$$M_C = R_B b$$

Y cuando está a la derecha:

$$M_C = R_A a$$

Al representar gráficamente estas ecuaciones resultan las dos líneas rectas de diferente pendiente que se muestran a continuación.

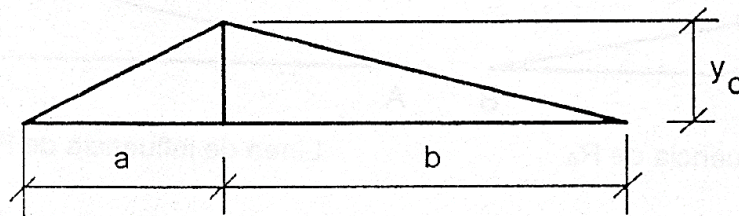


Figura 4-7 Línea de influencia debido al momento en C.



El punto de quiebre se obtiene cuando la carga está en C y corresponde a la ordenada.

$$Y_c = \frac{ab}{L}$$

b) Aplicando el Principio de Muller – Breslau

Las componentes de reacción de una estructura impiden el desplazamiento de la misma en la dirección correspondiente.

Por consiguiente, para obtener la línea de influencia de R_A , basta con darle a la viga un desplazamiento vertical unitario en la dirección positiva, es decir, hacia arriba. El punto B permanece fijo, y como no se ha liberado ninguna otra restricción, la viga se desplaza como un cuerpo rígido, adquiriendo la configuración indicada abajo, que coincide exactamente con la línea de influencia dibujada anteriormente.

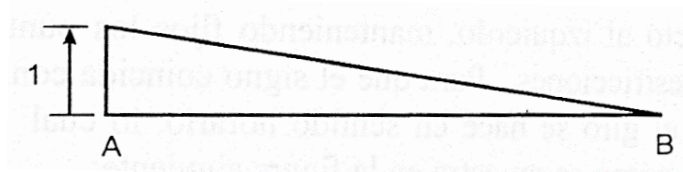


Figura 4-8 Línea de influencia debido a R_A

Se procede en forma similar para obtener la línea de influencia de R_B , lográndose coincidencia absoluta con el diagrama hallado previamente.

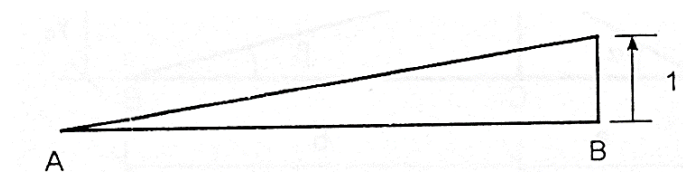


Figura 4-9 Línea de influencia debido a R_B

El corte en un punto de una viga representa la restricción que impide que el segmento a un lado de la sección se deslice sobre el que queda al otro lado. Por lo tanto, para encontrar su línea de influencia se hace un corte en C y se desliza el lado derecho sobre el izquierdo, para que el signo del corte coincida con la convención usual. La magnitud total del desplazamiento se hace igual a la unidad. Los puntos A y B de la viga permanecen fijos, y como no se ha



producido otras liberaciones, resultan segmentos de recta AC y CB, que deben ser paralelos.

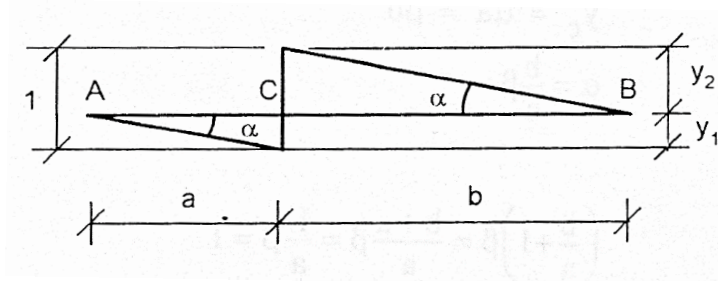


Figura 4-10 Línea de influencia debido a la fuerza cortante

En consecuencia por geometría:

$$Y1 = \alpha a$$

$$Y2 = \alpha b$$

Pero

$$Y1 + Y2 = 1$$

Por consiguiente:

$$\alpha (a + b) = \alpha L = 1$$

$$\alpha = \frac{1}{L}$$

y finalmente:

$$Y1 = \frac{a}{L}$$

Y

$$Y2 = \frac{b}{L}$$

El momento en una sección de una viga representa la restricción al giro de la sección a un lado de ella con respecto a la del otro lado. Por los tanto, para aplicar el principio de Muller – Breslau se elimina dicha restricción introduciendo una rótula y se le da un giro unitario al lado derecho con respecto al lado izquierdo, manteniendo fijos los puntos A y B y conservando todas las demás restricciones. Para que el signo coincida con la convención usual del



momento en vigas, el giro se hace en sentido horario, lo cual obliga al punto C a desplazarse hacia arriba, como se muestra en la figura siguiente:

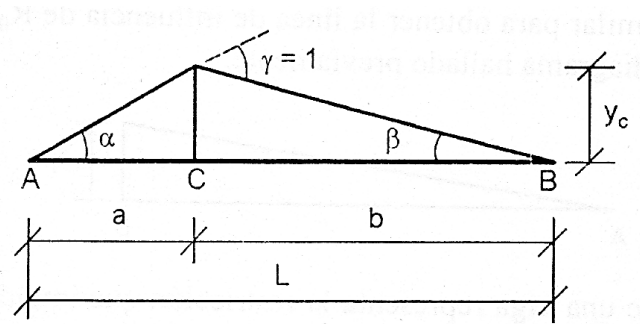


Figura 4-11 Línea de influencia debido al momento en C.

La condición geométrica es ahora que el giro en C, por ser un ángulo externo, es igual a la suma de los ángulos interiores no adyacentes, o sea:

$$\gamma = \alpha + \beta = 1$$

por otra parte:

$$Y_c = \alpha a = \beta b$$

$$\alpha = \frac{b}{a} \beta$$

y reemplazando:

$$\left(\frac{b}{a} + 1\right) \beta = \frac{b+a}{a} \beta = \frac{L}{a} \beta = 1$$

$$\beta = \frac{a}{L}$$

$$Y_c = \frac{a b}{L}$$

Que conduce al mismo resultado que se había obtenido analíticamente.

4.4 TEOREMA DE BARRÉ

El teorema de Barré es utilizado para determinar el máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada para un tren de cargas, este expresa lo siguiente:



“La posición del tren de cargas que produce el máximo momento es aquella en la cual la carga más pesada y la resultante de todas las cargas aplicadas equidistan del centro de la luz” (Carlos Ramiro Vallecilla Bahena)

Demostración:

Para la demostración se considera lo siguiente:

Un tren de cargas P1, P2, P3 y P4 separadas entre sí una distancia a, b y c. El tren de cargas se mueve sobre una viga simplemente apoyada de longitud L (ver figura 2.12)

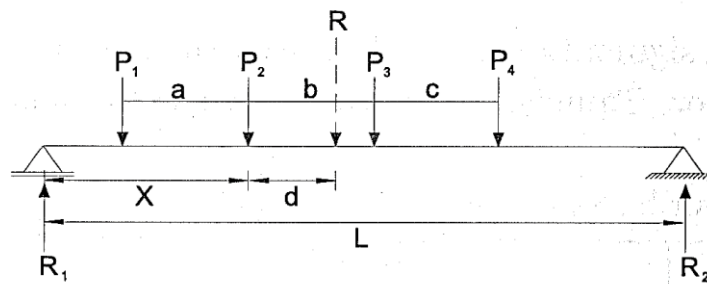


Figura 4-12 Tren de cargas móviles sobre una viga simplemente apoyada

Se determina mediante el equilibrio la resultante R de las fuerzas actuantes y su distancia d hasta P2.

$$R = P1 + P2 + P3 + P4$$

Realizando momentos en (2) se tiene:

$$\sum M_2 = 0 = R_1 L - R(l - x - d)$$

$$R_1 = \frac{R}{L}(L - x - d)$$

El momento flector bajo P2 es:

$$M_2 = R_1 x - P1 a = \frac{R x}{L}(l - x - d) - P1 a$$

Para determinar el valor de x que hace máximo al momento en P2 se deriva la ecuación del momento flector M₂ con respecto a x.

$$\frac{dM_2}{dX} = \frac{d}{dM} \left(= \frac{R x}{L}(l - x - d) - P1 a \right) = 0$$

Se obtiene:

$$x = \frac{L}{2} - \frac{d}{2}$$



La ecuación anterior puede formularse como:

El momento flector bajo una carga determinada es máximo cuando el punto medio entre la carga y la resultante de las cargas actuantes coincide con el punto medio de la luz. Y de este enunciado se concluye el Teorema de Barré.

En la figura 2.13 se ilustra la posición del tren de cargas que produce el máximo momento flector.

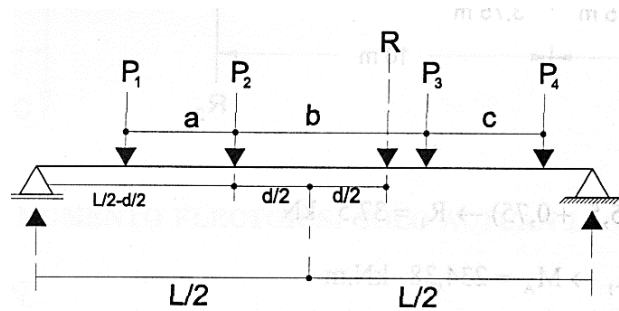


Figura 4-13 Máximo momento flector bajo P2

4.5 TEORIA DE POSTENSADO

El preesfuerzo en el concreto consiste en aplicar esfuerzos de compresión al hormigón antes de que empiece su vida de servicio, con el objetivo de mejorar su resistencia y comportamiento, de tal manera que se produzcan esfuerzos y deformaciones que contrarresten los producidos por cargas de servicio.

De la teoría de hormigón se conoce que aunque el hormigón puede tener una alta resistencia a la compresión, su resistencia a la tensión es muy baja. Si se considera el caso de una viga simplemente apoyada sometida a carga, se presentará flexión en la viga, en donde las fibras superiores tendrán esfuerzos de compresión, mientras que las fibras inferiores se tensionarán originando fisuras y agrietamientos en el hormigón. En el hormigón armado, es el acero quien resiste los esfuerzos de tensión reduciendo las fisuras y agrietamientos.

Con el concreto preesforzado se busca reducir o incluso eliminar los esfuerzos de tensión en el concreto y por lo tanto eliminar las fisuras y agrietamientos.

Al eliminar las tracciones y evitar la generación de fisuras se asegura el adecuado comportamiento de la estructura frente a ambientes agresivos corrosivos. Además el hormigón preesforzado tiene ventajas de funcionalidad



estructural, mayor resistencia, seguridad y economía que permiten la ejecución de obras más esbeltas y salvar grandes luces.

La alta resistencia y los altos esfuerzos admisibles de los materiales empleados en el concreto preesforzado, favorecen el eficiente aprovechamiento de los materiales y la reducción de secciones, logrando diseños más eficientes y económicos.

4.5.1 Métodos de preesfuerzo

- **Pretensado**

El pretensado es el sistema de preesfuerzo, en el cual el acero es tensado antes del vaciado del hormigón. El tensado se realiza entre placas de anclaje situadas a cada extremo; mediante gatos hidráulicos, se transmite la fuerza de tensado al acero y luego se vierte el hormigón. Una vez que el concreto ha alcanzado la suficiente resistencia, el acero es liberado; de tal manera que la fuerza de preesfuerzo es transmitida al concreto mediante la adherencia entre los materiales.

El pretensado aunque se puede realizar en obra, generalmente es prefabricado en planta para luego ser transportado a la obra, de tal manera que se asegura la calidad de los materiales, especialmente la alta resistencia del hormigón.

El método de pretensado es más útil para secciones transversales pequeñas, donde no se puede colocar los cables de postensado. Suele ser más eficiente y económico cuando se requieren varias unidades similares.

Cabe recalcar que presenta ciertas desventajas frente al postensado, sobre todo cuando se requieren elementos más grandes. Adicionalmente las pérdidas de preesfuerzo son mayores y por lo general los cables de tensado siguen una trayectoria recta, lo que no beneficia la transferencia de la fuerza de tensado.

- **Postensado**

El postensado es el método de preesfuerzo que consiste en tensar los tendones una vez que el hormigón ha alcanzado la resistencia necesaria. Antes de colar el hormigón se colocan ductos con la trayectoria requerida, para



posteriormente colocar el acero de preesfuerzo. Una vez tensados y anclados los tendones se suele colocar mortero o lechada en el ducto para proteger el acero de preesfuerzo contra la corrosión y evitar movimientos relativos entre los torones.

Este método puede fabricarse tanto en planta como en obra. Es muy útil cuando se requiere secciones de gran tamaño por lo que suele preferirse la fabricación en obra.

La ventaja del postensado es que permite dar el perfil deseado, generalmente curvo, a los cables logrando así mayor eficiencia en el diseño. Como ya se ha mencionado el uso de tendones rectos no es el modo más adecuado de utilizar la fuerza de preesfuerzo ya que *“en aquellos puntos donde ocurre el máximo momento se requiere de la máxima fuerza efectiva de preesfuerzo y, por otra parte la mínima fuerza de preesfuerzo es necesaria donde ocurre el mínimo momento flector. Ello puede lograrse para una fuerza constante de preesfuerzo variando la excentricidad de la fuerza, de tal manera que, en una sección cualquiera a lo largo de la viga, el efecto del preesfuerzo neutralizará el efecto de la carga”* (A. H. Allen, 1981)

Otras ventajas son la reducción del peso propio de las estructuras y menores pérdidas en la fuerza de presforzado.

Materiales empleados en el hormigón preesforzado.

- **Concreto**

Para el preesforzado se requiere un concreto de alta resistencia, alrededor de los 280 y 350 kg/cm². Esto se debe a que el concreto de mayor resistencia presenta un mejor comportamiento frente al fisuramiento, por lo general está menos expuesto al agrietamiento que un concreto de menor resistencia.

La alta resistencia del concreto se logra con una baja relación agua/cemento. Sin embargo, esto podría ocasionar problemas con la trabajabilidad de la mezcla, por lo que hoy en día existen aditivos que, con su correcto uso, ayudan a mejorar no solo la trabajabilidad de la mezcla sino también pueden ayudar a acelerar el endurecimiento del concreto.



Adicionalmente, existen otros métodos de curado para lograr un acelerado endurecimiento, como por ejemplo el calentamiento externo, con el cual se puede lograr la resistencia requerida al cabo de unas horas. Sin embargo, cualquiera que sea el método de curado se debe tener en cuenta la contracción que existe cuando se produce el endurecimiento.

El concreto es considerado como un material elástico, por lo que cuando se aplica esfuerzo al elemento, se acorta, reduciendo la longitud extendida del acero y en consecuencia el esfuerzo en él. A ésta pérdida del preesfuerzo se la conoce como deformación elástica del concreto. La cual está en función del módulo de elasticidad del concreto E_c y el módulo de elasticidad del acero E_s y del esfuerzo en el concreto en la condición de transferencia.

Otra propiedad importante en el concreto de preesfuerzo, es la fluencia o flujo plástico, que se define como la deformación inelástica debida a un esfuerzo sostenido. La rapidez de la fluencia está en función del esfuerzo y el tiempo. En la figura 2.14 se muestra la curva esfuerzo-deformación para un valor constante del esfuerzo.

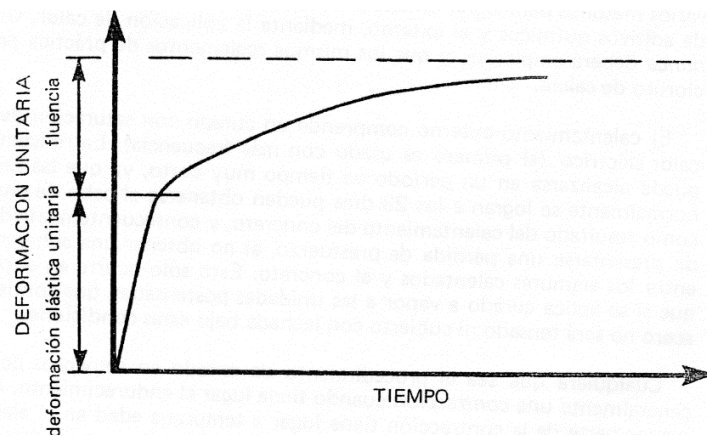


Figura 4-14 Curva de fluencia típica para el concreto

- **Acero de preesfuerzo**

En estructuras de concreto preesforzado existen 3 formas comunes en las que se emplea el acero como tendones: alambres redondos estirados en frío, torones y varillas de acero de aleación. Éstas últimas son las menos usadas en la construcción. La resistencia de los alambres y de los cables trenzados tienen



una resistencia a la tensión que está alrededor de los 17600 kg/cm², mientras que la resistencia de las varillas varía entre los 10200 y 11250 kg/cm².

Alambres redondos

Son fabricados en caliente, laminando lingotes de acero para obtener varillas redondas. Una vez que se han enfriado, las varillas son pasadas a través de troqueles para reducir su diámetro hasta el tamaño requerido. Este proceso modifica las propiedades mecánicas del acero aumentando su resistencia. Después del estirado en frío, se libera el esfuerzo mediante un tratamiento de calentamiento para obtener las propiedades mecánicas descritas. En la tabla 2.1 se muestra los alambres disponibles en el mercado

Diámetro nominal		Mínima resistencia de Tensión			
		Tipo BA		Tipo WA	
Pulg.	mm.	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²
0.192	4.88	240,000	16,880	250,000	17,590
0.196	4.98	240,000	16,880	250,000	17,590
0.250	6.35	240,000	16,880	240,000	16,880
0.276	7.01	240,000	16,880	235,000	16,880

Tabla 4-1 Alambres sin revestimiento relevados de esfuerzo

Tendones: están compuestos por grupos de alambres, que pueden consistir generalmente entre 8 y 52 alambres individuales.

Torones:

Los torones son fabricados con siete alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío, 6 torcidos alrededor de un séptimo alambre de diámetro ligeramente mayor. Las propiedades mecánicas del torón varían con respecto a las del alambre individual, debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se aplica tensión. En la tabla 2.2 se muestran los torones usualmente empleados.



Diámetro Nominal		Resistencia a la ruptura		Área Nominal del Torón	
pulg	mm	Lb	kN	pulg ²	mm ²
GRADO 250					
0.250	6.35	9,000	40.0	0.036	23.22
0.313	7.94	14,500	64.5	0.058	37.42
0.375	9.53	20,000	89.0	0.080	51.61
0.438	11.11	27,000	120.1	0.108	69.68
0.500	12.70	36,000	160.1	0.144	92.90
0.600	15.24	54,000	240.2	0.216	139.35
GRADO 270					
0.375	9.53	23,000	102.3	0.085	54.84
0.438	11.11	31,000	137.9	0.115	74.19
0.500	12.7	41,300	183.7	0.153	98.71
0.600	15.24	58,600	260.7	0.217	140.00

Tabla 4-2 Torones de siete alambres

Varillas de acero de aleación

En las varillas de aleación de acero, se obtiene la alta resistencia introduciendo, durante la fabricación, ciertos elementos de enlace, como el manganeso, silicon y cromo. Adicionalmente, se realiza trabajo en frío para aumentar su resistencia. En la tabla 2.3 se muestran las varillas típicas.

Diámetro nominal		Área nominal de la varilla		Resistencia a la ruptura	
Pulg	mm	Pulg ²	mm ²	Lb	kN
GRADO 145					
1/2	12.7	0.196	127	28,000	125
5/8	15.88	0.307	198	45,000	200
3/4	19.05	0.442	285	64,000	285
7/8	22.23	0.601	388	87,000	387
1	25.40	0.785	507	114,000	507
1 1/8	28.58	0.994	642	144,000	641
1 1/4	31.75	1.227	792	178,000	792
1 3/8	34.93	1.485	957	215,000	957
1 3/8	34.93	1.485	958	238,000	1059



GRADO 160					
1/2	12.7	0.196	127	31,000	138
5/8	15.88	0.307	1989	49,000	218
3/4	19.05	0.442	285	71,000	316
7/8	22.23	0.601	388	96,000	427
1	25.40	0.785	507	126,000	561
1 1/8	28.58	0.994	642	159,000	708
1 1/4	31.75	1.227	792	196,000	872
1 3/8	34.93	1.485	958	238,000	1059

Tabla 4-3 Varillas de acero de aleación.

Los aceros de preesfuerzo no presentan un esfuerzo de fluencia bien definido. Para alambres redondos el límite se encuentra alrededor de las 200 kilolibras/pulg² y su esfuerzo de falla es 1720 KN/mm², esto para el alambre de la figura 2.15. Los alambres muestran una fluencia gradual, aunque la curva continúa elevándose hasta la fractura del acero y su deformación en la falla es mucho menor que la de un acero de refuerzo como se muestra en la figura 2.15. Las varillas de acero de aleación presentan un comportamiento parecido al de los alambre, pero sus límites son alrededor del 30 al 40 por ciento menores.

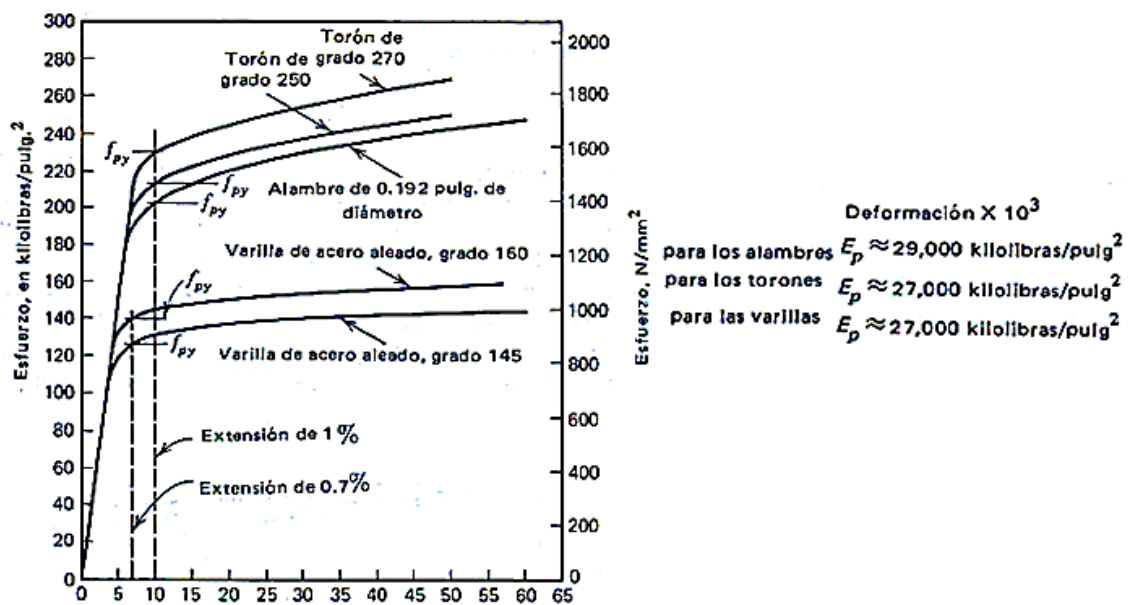


Figura 4-15 Curvas esfuerzo-deformación típicas para aceros de preesfuerzo

El módulo de elasticidad para los aceros de refuerzo está alrededor de 200000 N/mm². Para alambres redondos lisos es más o menos el mismo que el de



acero de refuerzo por lo que se utiliza 200000 N/mm^2 . Para los torones y las varillas de acero de aleación el modulo aparente es 186000 N/mm^2 .

4.5.2 Pérdida en la fuerza de postensado

Una mala apreciación en las pérdidas parciales de la fuerza de pretensora llevo a la falla de las primeras estructuras preesforzadas. Es por ello que mediante varias pruebas se ha determinado que las pérdidas del preesfuerzo podían estimarse y tomarse en cuenta en el diseño, de tal manera que su efecto pueda ser minimizado.

Las pérdidas en la fuerza pretensora pueden ser de 2 tipos: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del miembro y aquellas que se producen a través del tiempo.

Conforme transcurre el tiempo, la fuerza se reduce más gradualmente, primero rápidamente y luego más lentamente. Finalmente después de un período de muchos meses, o incluso años, las pérdidas llegan a ser insignificantes, y se alcanza una fuerza de preesfuerzo casi constante.

Pérdidas instantáneas

- Pérdidas por fricción
- Pérdidas por deslizamiento del anclaje
- Pérdidas por acortamiento elástico del concreto.

Pérdidas a través del tiempo

- a) Pérdidas debidas a la contracción
- b) Perdidas debidas al flujo plástico del concreto
- c) Pérdidas debidas al relajamiento del acero altamente esforzado.

Durante el tensado la fuerza del gato, en miembros postensados, es realmente aplicada en el concreto, pero solo en el extremo del elemento donde se realiza el tensado actúa con su valor total. En el resto del tramo disminuye debido a las perdidas por fricción.



Inmediatamente después de la transferencia, la fuerza postensora se reduce por el deslizamiento del anclaje. Además, el acortamiento elástico produce también pérdidas adicionales.

A pesar de que las pérdidas pueden ser estimadas, por lo general en el diseño es posible adoptar cantidades globales razonables. Debido especialmente a la falta de datos durante la etapa de diseño. En varias bibliografías revisadas para la elaboración de la presente tesis, se encontró que el porcentaje de pérdidas puede asumirse entre el 20 y el 25% para la etapa de diseño.

4.5.3 Diseño a flexión de vigas en postensado

En el diseño a flexión de vigas en postensado, además de las cargas que debe soportar el miembro, por lo general se conoce los esfuerzos permisibles y la resistencia de los materiales. El diseñador debe determinar la sección y las dimensiones tanto del acero, como del concreto, así como la fuerza de preesfuerzo y su línea de acción. Debido a la interdependencia de las variables el proceso de diseño se vuelve iterativo, a menudo se escoge una sección y se verifica su comportamiento, y luego se afina hasta encontrar la mejor solución.

El diseño de vigas preesforzadas requiere la verificación de varios estados de carga, entre los que podrían estar:

1. Preesfuerzo inicial: inmediatamente después de la transferencia cuando solo actúa la fuerza de preesfuerzo.
2. Preesfuerzo inicial más peso propio.
3. Preesfuerzo inicial más cargas muertas.
4. Preesfuerzo efectivo después de ocurridas las pérdidas más las cargas vivas.

4.5.4 Carga equivalente

La fuerza de preesfuerzo junto con el sistema de fuerzas que se genera en los apoyos a través de los anclajes de los cables, pueden ser consideradas, en magnitud y dirección, como un sistema de fuerzas externas.



El alineamiento vertical de un tendón de preesfuerzo influye en la fuerza que éste transmite al concreto. Una trayectoria recta genera cargas puntuales en el concreto mientras que una trayectoria curva produce una carga uniformemente distribuida.

Adicionalmente se debe tener presente el efecto de la excentricidad de los tendones. Si la fuerza de preesfuerzo es aplicada en el centroide de la sección, existirán solamente esfuerzos de compresión en el concreto; pero si dicha fuerza es transmitida de manera excéntrica, además de los esfuerzos de compresión se producirán también esfuerzos de tracción sobre el concreto.

Al ser considerado como un sistema de cargas externas, el preesfuerzo genera sobre la sección una fuerza cortante V_p , una fuerza normal N_p y un momento M_p . Como se observa en la figura 2.16.

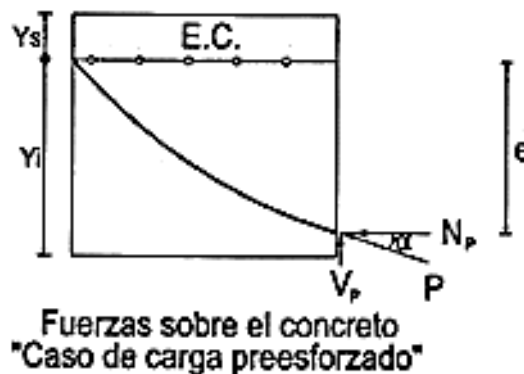


Figura 4-16 Fuerzas sobre el concreto en una sección determinada producidas por el preesfuerzo

Sin embargo para un ángulo α muy pequeño, condición que generalmente se presenta en las aplicaciones del preesfuerzo, se supone que $\cos \alpha \approx 1$. De tal manera que la normal N_p es igual a P .

En la figura 2.17 se ilustra de manera clara los efectos del cambio de alineamiento y de la excentricidad de la fuerza de preesfuerzo.

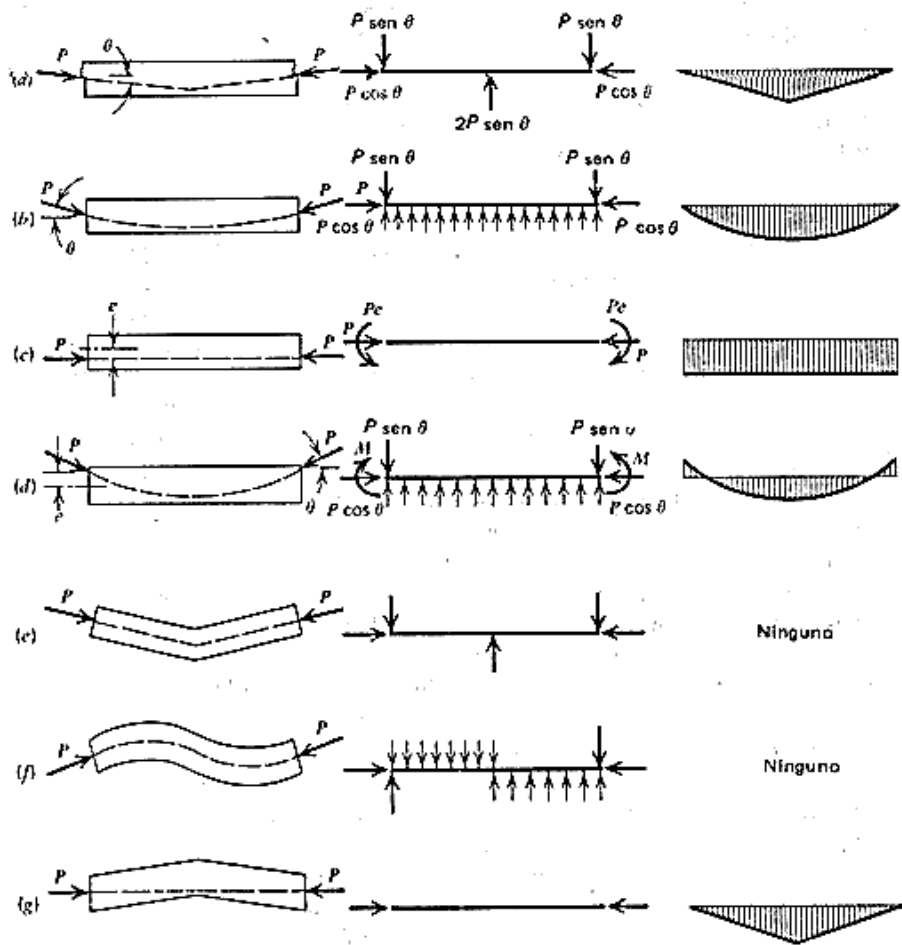


Figura 4-17 Cargas y momentos equivalentes producidos por tendones presforzados

4.5.5 Esfuerzos elásticos de flexo compresión en vigas presforzadas

En la figura 2.18 se muestra una viga simplemente apoyada con un tendón curvo. Dado que se supone un comportamiento elástico de los materiales, los efectos de la fuerza de preesfuerzo y de las fuerzas externas pueden sumarse por superposición de efectos.

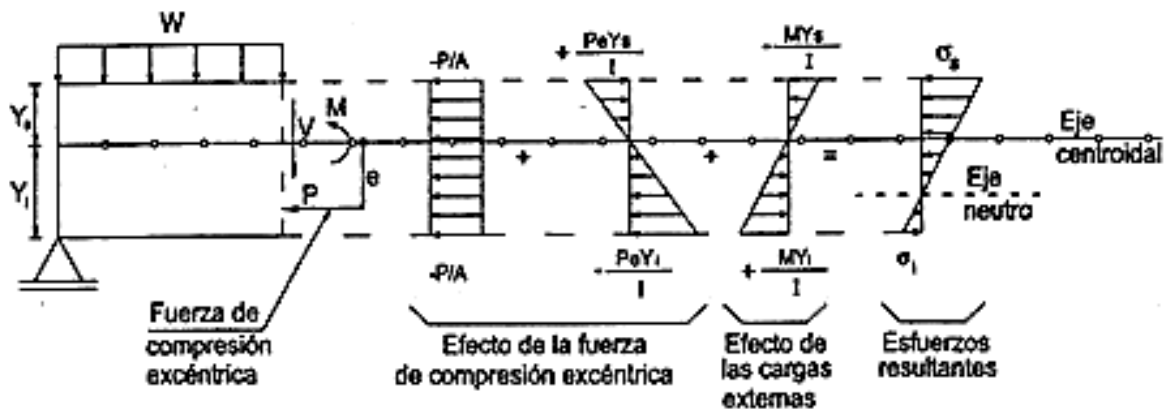


Figura 4-18 Superposición de esfuerzos debido a la acción de la fuerza de compresión P más las cargas externas

Si se considera las compresiones negativas, entonces los esfuerzos resultantes en las fibras extremas de la viga son

$$\sigma_s = -\frac{P}{A} + \frac{PeY_s}{I} - \frac{MY_s}{I} \quad 4-1$$

$$\sigma_i = -\frac{P}{A} - \frac{PeY_i}{I} + \frac{MY_i}{I} \quad 4-2$$

Donde:

e : excentricidad de la fuerza de preesfuerzo

σ_s : esfuerzo en la fibra superior

σ_i : esfuerzo en la fibra inferior

Y_s : distancia desde el eje centroidal a la fibra superior más alejada de concreto.

Y_i : distancia desde el eje centroidal a la fibra inferior más alejada de concreto.

Los dos primeros términos de las ecuaciones 2.1 y 2.2 son producto de la aplicación de una fuerza excéntrica de preesfuerzo P . En la figura 2.19 puede verse que su efecto puede ser sustituido por un sistema de fuerza par.

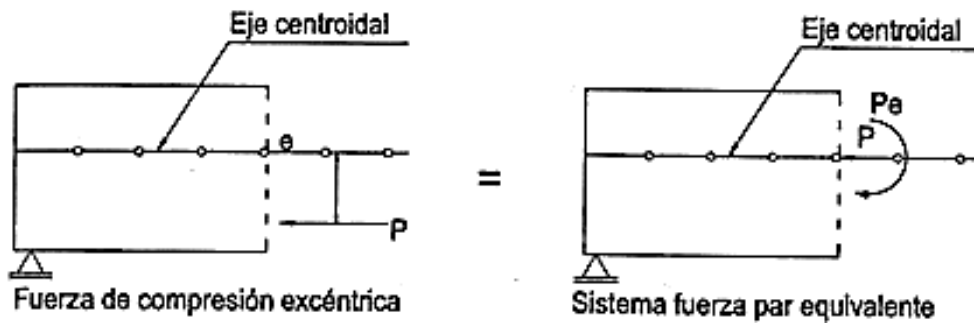


Figura 4-19 Fuerza excéntrica sustituida como un sistema par.

Las ecuaciones 2.1 y 2.2 pueden ser escritas en función del módulo de la sección W , obteniéndose:

$$W = \frac{I}{Y} \quad 4-3$$

$$\sigma_s = -\frac{P}{A} + \frac{Pe}{W_s} - \frac{M}{W_s} \quad 4-4$$

$$\sigma_i = -\frac{P}{A} - \frac{Pe}{W_i} + \frac{M}{W_i} \quad 4-5$$

4.5.6 Etapas de carga

Estado descargado: Cuando se aplica la fuerza de preesfuerzo inicial, $t=0$, se genera una contraflecha producto del momento flector causado por la excentricidad del preesfuerzo. Como consecuencia el peso propio comienza actuar inmediatamente, por lo que debe ser considerado para la obtención de los esfuerzos durante la transferencia de la fuerza de preesfuerzo.

En este estado, para una viga simplemente apoyada, la distribución de esfuerzos en el centro del claro presentará grandes esfuerzos de compresión en la fibra inferior y esfuerzos de tracción en la fibra superior. Tales esfuerzos

estarán dados por:

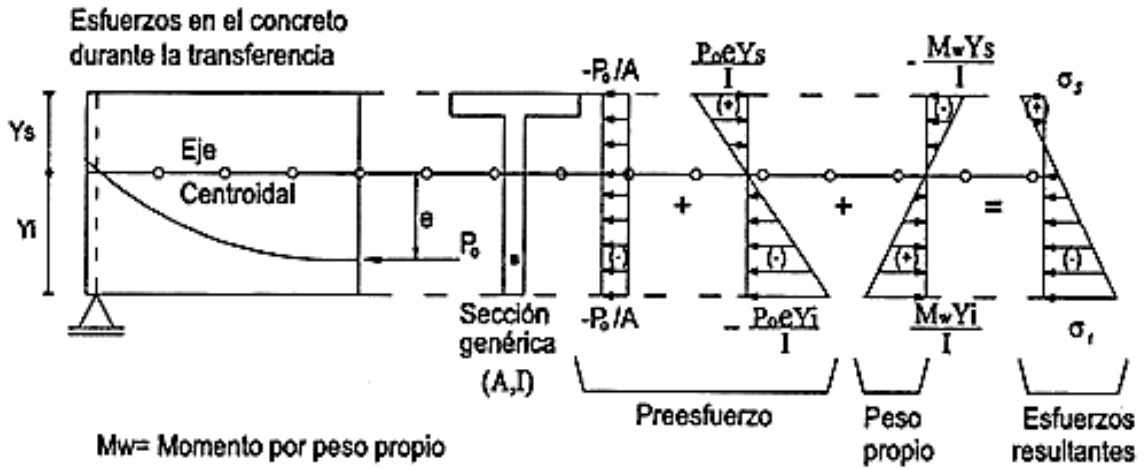


Figura 4-20 Estado de esfuerzos en el concreto, en una sección determinada, durante la transferencia ($t=0$) de la fuerza de preesfuerzo.

$$\sigma_s = -\frac{P_0}{A} + \frac{P_0 e Y_s}{I} - \frac{M_D Y_s}{I} \quad 4-6$$

$$\sigma_i = -\frac{P_0}{A} - \frac{P_0 e Y_i}{I} + \frac{M_D Y_i}{I} \quad 4-7$$

Donde:

P_0 : fuerza de preesfuerzo durante la transferencia

Estado de carga: Cuando han ocurrido las pérdidas en la fuerza de preesfuerzo ($t=\infty$) y todas las cargas incluyendo las cargas de servicio son aplicadas, la distribución de esfuerzos sería:

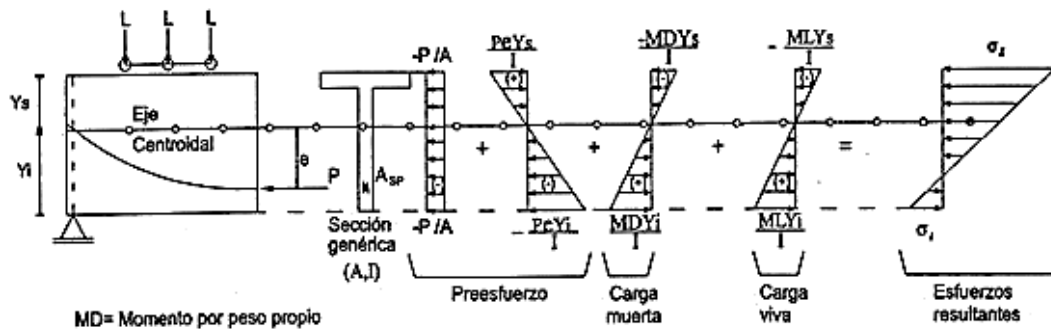


Figura 4-21 Estado de esfuerzos en el concreto, en una sección determinada, en etapa de servicio ($t=\infty$)



$$\sigma_s = -\frac{P}{A} + \frac{PeY_s}{I} - \frac{M_D Y_s}{I} - \frac{M_L Y_s}{I} \quad 4-7$$

$$\sigma_i = -\frac{P}{A} - \frac{PeY_i}{I} + \frac{M Y_i}{I} + \frac{M_L Y_i}{I} \quad 4-8$$

4.5.7 Núcleo de la sección en el preesfuerzo

“El núcleo de una sección sometida a compresión céntrica representa el lugar geométrico de todos los puntos posibles de aplicación de la fuerza de preesfuerzo para los cuales la sección trabaja siempre a compresión”. Los límites del núcleo de la sección quedan definidos calculando la excentricidad de la fuerza de preesfuerzo que hace que el esfuerzo en una de las fibras extremas, superior o inferior, sea cero. Como se observa en la figura 2.22

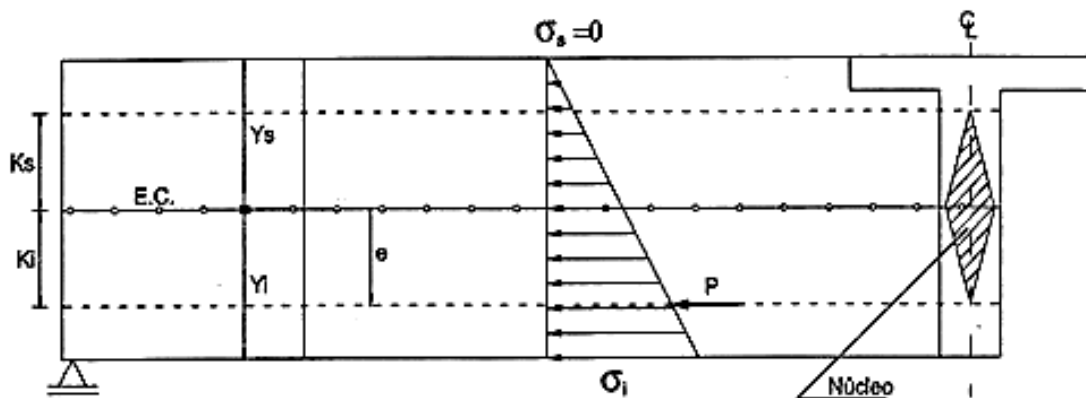


Figura 4-22 Núcleo de la sección, extremo inferior.

$$\sigma_s = -\frac{P}{A} + \frac{PeY_s}{I} = 0 \quad 4-9$$

Despejando e:

$$e = K_i = \frac{I}{Y_s A} \quad 4-10$$

Donde

K_i : límite inferior del núcleo

e: excentricidad media por debajo del eje neutro.

De igual forma para el extremo superior del núcleo, haciendo $\sigma_i = 0$

$$\sigma_i = -\frac{P}{A} - \frac{PeY_i}{I} = 0 \tag{4-11}$$

$$e = K_s = \frac{I}{Y_i A} \tag{4-12}$$

Donde

K_s : límite superior del núcleo

e : excentricidad media por encima del eje neutro

Si bien el diseño tanto de la magnitud de la fuerza de preesfuerzo como de su excentricidad se realiza de acuerdo al máximo momento que se presenta en la viga, es decir en el centro del claro para vigas simplemente apoyadas. Existen otros puntos en el claro en donde los momentos son más pequeños, por lo que la trayectoria del tendón debe ser afín a las solicitaciones producidas por las cargas externas. Sin embargo, pueden existir varias soluciones que cumplan dicho requerimiento por lo que es necesario definir los límites, tanto superior como inferior, para la trayectoria del cable que cumplen los requisitos de máximo y mínimo esfuerzo admisibles en el concreto.

Si se aplica un momento flector a la sección de la figura 2.22, producto de las cargas externas, se produce un par de fuerzas separadas por el brazo de palanca a , y la distribución de esfuerzos sería:

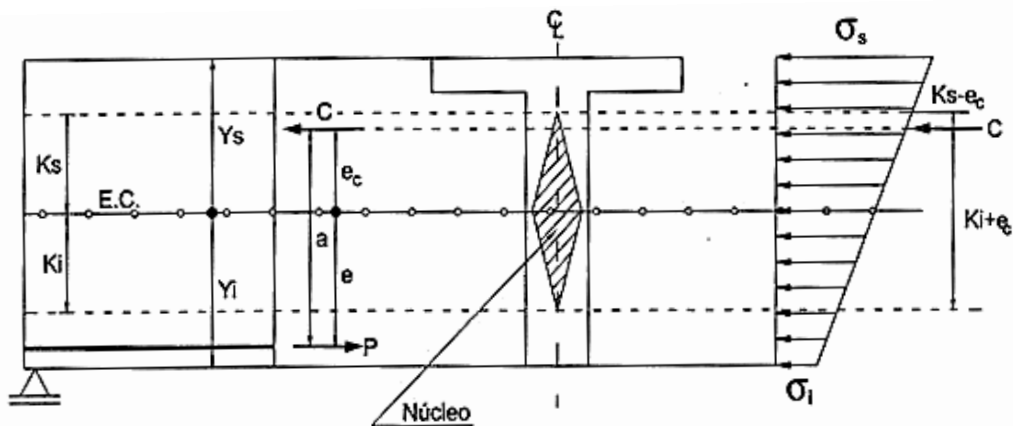


Figura 4-23 El par tracción compresión asociado a la definición de núcleo de la sección.

El esfuerzo σ_i puede descomponerse en la suma del esfuerzo producido por la fuerza de compresión aplicada en el límite superior del núcleo K_s , más el esfuerzo producido por el momento flector igual a $C(K_s - e_c)$. Como se muestra en la figura 2.24

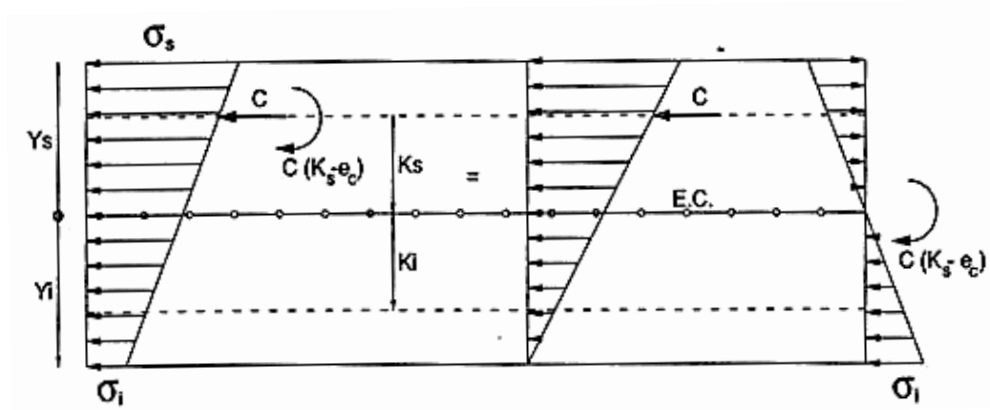


Figura 4-24 La resultante de compresiones como un sistema fuerza par referido al extremo superior del núcleo de la sección.

$$\sigma_i = \frac{C(K_s - e_c)Y_i}{I}$$

4-13

Donde:

P: fuerza de tracción en el acero de preesfuerzo

C: fuerza de compresión en el concreto (C=T)

e_c : excentricidad de la fuerza de compresión

a: brazo de palanca

De igual forma para el esfuerzo en la fibra superior

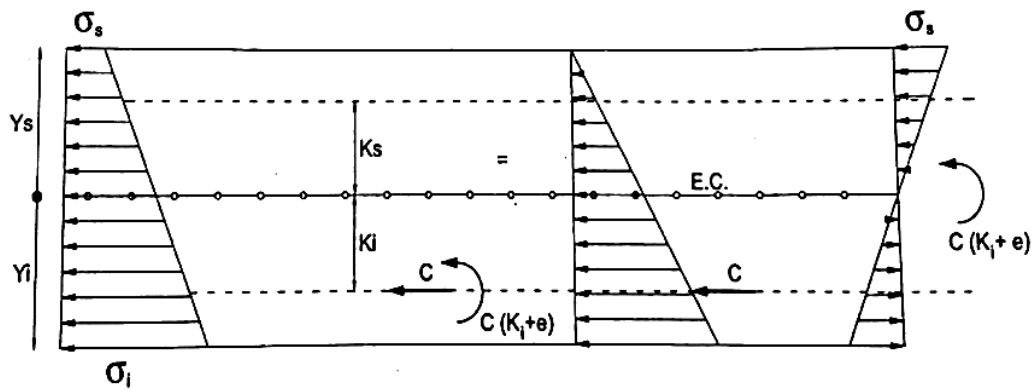


Figura 4-25 La resultante de compresiones como un sistema fuerza par referido al extremo inferior del núcleo de la sección

4-14

$$\sigma_s = \frac{C(K_i - e)Y_s}{I}$$

Si en las ecuaciones 2.15 y 2.16 se reemplaza σ_s y σ_i por los valores de la normativa para los esfuerzos admisibles de tracción y compresión en el concreto se puede obtener las ecuaciones para las excentricidad máxima y mínima de la trayectoria de la fuerza de preesfuerzo.

4.5.8 Selección de forma y propiedades geométricas de la sección

- Selección de forma

Una parte muy importante del diseño es la adecuada elección de la sección transversal de la viga. Si bien es cierto que en el concreto postensado, se tiene la libertad de escoger las dimensiones de la viga, ya que cualquier perfil puede ser construido. Sin embargo, existen vigas para puentes con secciones transversales estandarizadas, las más comunes son las especificadas por la AASHTO. A menudo el diseñador se inclina por dichas secciones debido al gran ahorro económico que esto significa.

En la figura 2.26 se muestra las secciones transversales comúnmente utilizadas para vigas postensadas. Los miembros rectangulares (figura 2.26 (a)) generalmente son empleados para vigas de claros pequeños, en las que la carga muerta de la viga es solo una pequeña fracción de la carga a soportarse. Estas secciones tienen la desventaja de que las dimensión del núcleo de la



sección son pequeñas. Las secciones con patín figura 2.26 (b), (a), y (e), se prefieren para claros medianos y grandes.

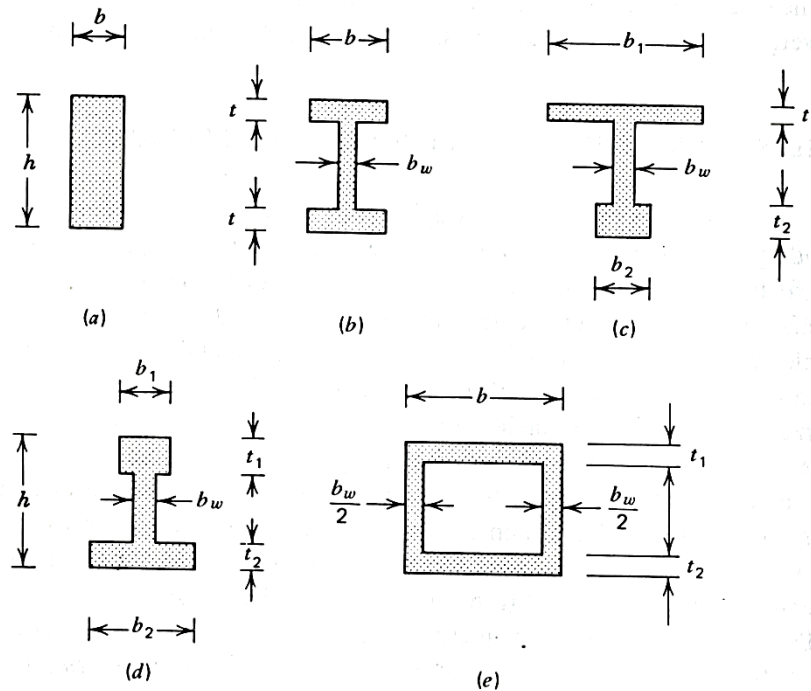


Figura 4-26 Secciones transversales idealizadas

Una vez determinada la forma más adecuada, se puede determinar el peralte mínimo requerido en función del claro a salvar. Guyon sugiere que para vigas de puentes, simplemente apoyadas, y que se encuentren entre los 60 y 120 pies el peralte no sea menor que $L/25 + 4$ pulgs, pero para claros mayores el peralte deberá incrementarse.

Para vigas simplemente apoyadas, el peralte económico se encuentra en el orden de $L/16$ a $L/20$. Siendo generalmente el que está próximo a $L/16$ el más económico. Aunque se puede llegar a $L/22$ con un aumento de precio del orden de 20 %.

- **Propiedades geométricas de la sección**

Dado que los ductos metálicos dentro de los cuales se colocan los tendones de preesfuerzo, causan una modificación de las propiedades geométricas de la sección bruta se debe considerar:



1. Durante la transferencia de la fuerza de preesfuerzo ($t=0$) y mientras la lechada que se inyecta en los ductos no haya fraguado, se deben emplear las propiedades de la sección neta de concreto para el cálculo de los esfuerzos en el concreto.

Área de la sección neta

$$A_N = A_G - A_D - A_S \approx A_G - A_D \quad 4-15$$

Posición del centroide, referida a la fibra inferior.

$$Y_N = \frac{A_G Y_G - A_D Y_D}{A_N} \quad 4-16$$

Momento centroidal de inercia

$$I_N = I_G + A_G(Y_N - Y_G)^2 - A_D(Y_N - Y_D)^2 \quad 4-17$$

Donde:

A_N : Área de la sección neta

A_G : Área de la sección bruta

A_D : Área del ducto metálicos dentro de los cuales se coloca los tendones

A_S : Área de la armadura pasiva

Y_D : Distancia entre la fibra inferior y el centroide del acero de preesfuerzo

Y_G : Distancia entre la fibra inferior y el eje centroidal de la sección bruta.

2. Cuando se pueda garantizar la adherencia entre los materiales, ($t=\infty$), se puede emplear las propiedades de la sección ideal de concreto para el cálculo de los esfuerzo en el concreto.

Área de la sección ideal

$$A_i = A_G + (n - 1)A_p \quad 4-18$$

Posición del centroide, referida a la fibra inferior.

$$Y_i = \frac{A_G Y_G - (n - 1)A_p Y_G}{A_i} \quad 4-19$$



Momento centroidal de inercia

$$I_i = I_G + A_G(Y_i - Y_G)^2 - (n - 1)A_P(Y_i - Y_G)^2 \quad 4-20$$

Donde:

$$n = \frac{E_{PS}}{E_c} \quad 4-21$$

n: relación de módulos de elasticidad acero de preesfuerzo y concreto

A_i: Área de la sección ideal

A_N: Área de la sección neta

A_G: Área de la sección bruta

A_D: Área del ducto metálicos dentro de los cuales se coloca los tendones

A_S: Área de la armadura pasiva

Y_G: Distancia entre la fibra inferior y el eje centroidal de la sección bruta.

4.5.9 Diseño de vigas presforzadas mediante el método de balanceo de carga

Como ya se mencionó previamente el concepto de preesforzado puede ser tratado como un caso de cargas externas que actúan en la viga. También se analizó el efecto que tiene el preesforzado de tendones curvos, los cuales generan cargas transversales equivalentes, que pueden ser tratadas como una carga externa uniformemente distribuida. Como se muestra en la figura 2.17.

El método de balanceo de carga busca determinar la fuerza pretensora y el perfil del tendón, es decir su excentricidad a lo largo del claro, que contrarresten exactamente las cargas externas. Para lo cual se usa el concepto de carga equivalente. Como resultado la viga estará sujeta solamente a compresión axial y no a momento flector.

Dado que las cargas externas uniformemente repartidas producen un diagrama de momentos parabólico, la trayectoria ideal del cable de preesfuerzo que contrarreste su acción es la parábola. Para una viga simplemente apoyada



dicho tendón producirá una carga uniformemente distribuida hacia arriba igual a:

$$W_p = \frac{8Py}{l^2} \quad 4-22$$

Donde:

P: magnitud de la fuerza pretensora

y: flecha máxima del tendón medida con respecto a la cuerda entre sus puntos extremos

l: claro de la viga

Se debe señalar que para vigas simplemente apoyadas, que sean diseñadas mediante el método de carga balanceada, la excentricidad del tendón en los apoyos debe ser cero. Dado que no existe momento en dichas zonas, por lo que cualquier excentricidad del tendón producirá momento de desbalanceado.

Además, cabe mencionar que el alineamiento del tendón para otras cargas, que no sean uniformemente distribuidas, deberá ser seleccionado de manera que contrarreste las cargas externas. Por ejemplo, una carga exterior concentrada en el centro del claro, requerirá de un tendón atirantando como se muestra en la figura 2.17 (a). De igual forma para una viga en voladizo con una carga uniformemente distribuida, será necesario un tendón parabólico, con una excentricidad que varíe desde cero en el extremo libre hasta su valor máximo en el extremo empotrado, en cuyo caso la carga equivalente del tendón vendría dada por:

$$W_p = \frac{2Py}{l^2} \quad 4-23$$

Una vez determinada la magnitud de la fuerza de preesfuerzo, se deberá verificar que los esfuerzos en el hormigón estén dentro de los límites permisibles para las diferentes etapas de carga.



4.5.10 Diseño a Cortante

Especificaciones AASHTO

La norma AASHTO presenta las siguientes especificaciones para el diseño a cortante:

Resistencia al corte mayorada, V_r :

$$V_r = \phi V_n \quad 4-24$$

Donde,

V_n = Resistencia nominal al corte

ϕ = Factor de resistencia igual a 0.9 para corte.

Regiones que requieren armadura transversal

Para determinar si se requiere armadura transversal se debe verificar que:

$$V_u > 0.5\phi(V_c + V_p) \quad 4-25$$

Donde, V_u = Fuerza de corte mayorada (N)

V_c = Resistencia nominal al corte del hormigón (N).

V_p = Componente de la fuerza de preesforzado en la dirección de la fuerza de corte (N)

ϕ = Factor de resistencia igual a 0.9 para corte.

Mínima armadura transversal

Para aumentar la ductilidad y restringir el crecimiento de fisuras diagonales se requiere una cantidad mínima de armadura transversal que deberá cumplir la siguiente condición:

$$A_v = 0.083\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad 4-26$$

Donde,

A_v = área de una armadura transversal en una distancia s (mm^2)



b_v = ancho de alma mínimo comprendido entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión, debidas a la flexión (mm).

s = separación de la armadura transversal

f_y = tensión de fluencia de la armadura transversal.

Máxima separación de la armadura transversal

Para limitar la fisuración especialmente en secciones que soportan tensiones de corte elevadas la armadura transversal se debe colocar lo menos separada posible y la máxima separación debe cumplir lo siguiente:

- Si $v_u < 0.125f'c$: $s_{max} = 0.8d_b \leq 600 \text{ mm}$
- Si $v_u > 0.125f'c$: $s_{max} = 0.4d_b \leq 300 \text{ mm}$

Donde,

v_u = tensión de corte (MPa)

d_v = Altura de corte efectiva (mm)

Tipo de armadura transversal

El tipo de armadura transversal puede consistir en estribos que forman un ángulo de 45° o más, respecto a la armadura longitudinal. Se toma aquel valor para impedir el deslizamiento del estribo.

Para disminuir el resbalamiento se debe anclar la armadura transversal haciendo un gancho normal alrededor de una barra longitudinal, más una longitud embebida entre la semialtura del elemento y en el exterior del gancho no menor que:

$$l_e = \frac{0.17d_v f_y}{\sqrt{f'c}} \quad 4-27$$

Si se cumple la condición de anclaje anteriormente expuesta, para secciones compuestas se puede prolongar la armadura de corte de la viga hacia el interior del tablero.

Tensión de corte



La tensión de corte en el hormigón se deberá tomar como:

$$v_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad 4-28$$

Donde,

d_v = altura de corte efectiva, puede ser tomada como 0.72h.

Modelo de diseño por secciones

La normativa AASHTO para el diseño a cortante presenta el Modelo de diseño por secciones que se explica a continuación:

En el diseño por secciones se compara la fuerza de corte mayorada con la resistencia de corte mayorada en diferentes secciones. Se puede verificar puntos ubicados a un décimo de la longitud del tramo y en ubicaciones próximas a los apoyos.

En secciones próximas a los apoyos para vigas postensadas se deberá proveer armadura en la zona de anclaje.

Resistencia nominal al corte

La resistencia nominal al corte puede estar conformada por:

- V_c , que depende de las tensiones de tracción en el hormigón
- V_s , que depende de las tensiones de tracción en la armadura transversal
- V_p , que es la componente vertical de la fuerza de preesforzado

y se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad 4-29$$

$$V_n = 0.25f'c b_v d_v + V_p \quad 4-30$$

Siendo: 4-31

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'c} b_v d_v$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s} \quad 4-32$$

Donde,



β = factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción.

α = ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto al eje longitudinal (°)

Θ = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal (°)

Para determinar los valores de β y Θ se utiliza la tabla 2.4.

$\frac{v_u}{f'_c}$	$\epsilon_x \times 1,000$								
	≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0	≤ 0.125	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 0.75	≤ 1.00
≤ 0.075	22.3 6.32	20.4 4.75	21.0 4.10	21.8 3.75	24.3 3.24	26.6 2.94	30.5 2.59	33.7 2.38	36.4 2.23
≤ 0.100	18.1 3.79	20.4 3.38	21.4 3.24	22.5 3.14	24.9 2.91	27.1 2.75	30.8 2.50	34.0 2.32	36.7 2.18
≤ 0.125	19.9 3.18	21.9 2.99	22.8 2.94	23.7 2.87	25.9 2.74	27.9 2.62	31.4 2.42	34.4 2.26	37.0 2.13
≤ 0.150	21.6 2.88	23.3 2.79	24.2 2.78	25.0 2.72	26.9 2.60	28.8 2.52	32.1 2.36	34.9 2.21	37.3 2.08
≤ 0.175	23.2 2.73	24.7 2.66	25.5 2.65	26.2 2.60	28.0 2.52	29.7 2.44	32.7 2.28	35.2 2.14	36.8 1.96
≤ 0.200	24.7 2.63	26.1 2.59	26.7 2.52	27.4 2.51	29.0 2.43	30.6 2.37	32.8 2.14	34.5 1.94	36.1 1.79
≤ 0.225	26.1 2.53	27.3 2.45	27.9 2.42	28.5 2.40	30.0 2.34	30.8 2.14	32.3 1.86	34.0 1.73	35.7 1.64
≤ 0.250	27.5 2.39	28.6 2.39	29.1 2.33	29.7 2.33	30.6 2.12	31.3 1.93	32.8 1.70	34.3 1.58	35.8 1.50

Tabla 4-4 Valores de β y Θ para secciones con mínima armadura transversal

El término ϵ_x de la anterior tabla es la deformación específica longitudinal calculada a la mitad de la altura del elemento, cuando la sección está sujeta a M_u, N_u y V_u , y se puede determinar con la siguiente ecuación 2.35.

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + (V_u - V_p)\cot\theta - A_{ps}f_{po}\right)}{2(E_sA_s + E_pA_{ps})} \quad 4-33$$

Donde,

A_{ps} = área del acero de preesforzado del lado del elemento traccionado por flexión (mm^2)

A_s = área del acero no preesforzado del lado del elemento traccionado por flexión (mm^2)



f_{po} = parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los tendones de preesforzado multiplicado por la diferencia de deformación unitaria remanente entre los tendones de preesforzado y el hormigón que los rodea. Para niveles de preesforzado habituales, un valor de $0.7f_{pu}$ será adecuado para elementos postensados.

N_u = fuerza axial mayorada, positiva si es de tracción y negativa si es de compresión.

M_u = Momento mayorado, siempre positivo y no mayor que, $V_u d_v$ (N. mm)

V_u = esfuerzo de corte mayorado, siempre positivo (N)

Por simplicidad en la ecuación anterior se puede considerar el término $0.5\cot\Theta = 1$.

La norma permite calcular valores de ϵ_x mayores que los determinados con la ecuación anterior, se obtendrá un valor mayor de Θ y un valor menor de β , al aumentar el valor de Θ se requerirá aumentar más la armadura transversal de corte.

4.5.11 Diseño de las zonas de anclaje

La fuerza pretensora es transmitida a la viga como una carga concentrada que generalmente se ejerce sobre una pequeña parte del peralte del elemento.

En vigas pretensadas la carga se trasmite gradualmente en una longitud de transferencia, mientras que en vigas postensadas la carga se aplica en cara extrema. La distribución de esfuerzos en el concreto es lineal para los ambos casos.

En la viga se producen esfuerzos transversales de tensión que pueden causar agrietamiento longitudinal, estos esfuerzos se producen debido a la transición del esfuerzo de compresión longitudinal desde esfuerzos concentrados a linealmente distribuidos.

En varios estudios realizados se ha encontrado que en una corta distancia a lo largo del eje de la carga existen elevados esfuerzos de fracturación, así como

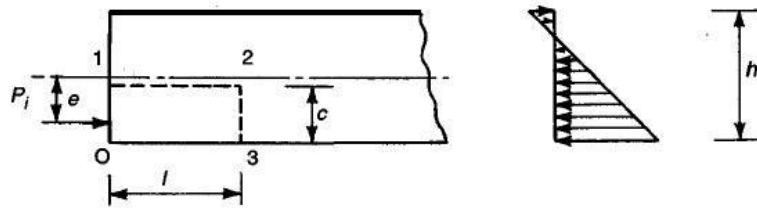


altos esfuerzos de astillamiento localizados en la cara cargada. (Arthur H. Nilson, 1990)

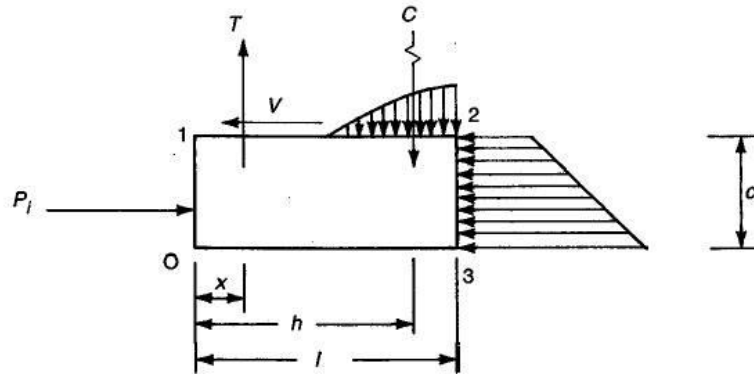
La norma AASHTO permite realizar el análisis en las zonas de anclaje, mediante la teoría elástica bidimensional. A pesar de que éste análisis excluye una acción inelástica bajo cargas relativamente bajas debido a una elevada concentración de esfuerzos; si se provee un adecuado refuerzo vertical, de manera que las grietas sean restringidas a unos cuantos centímetros de longitud y un ancho de una décima de milímetro o menos, entonces el desempeño de la viga no se verá afectado por las grietas tanto para cargas de servicio como para su resistencia última.

Como se mencionó anteriormente la fuerza de preesfuerzo en elementos postensados se ejerce en o cerca de las caras extremas. Basándose en la condiciones de equilibrio de las zona agrietada, Gergely y Sozen desarrollaron un método para limitar el ancho y la longitud de las grietas horizontales.

Aplicando una fuerza de preesfuerzo P_i como una carga concentrada con una excentricidad e como se muestra en la figura 2.27, la distribución de esfuerzos de compresión es lineal a una distancia l de la cara extrema.



(a) Extremo de la viga que indica la ubicación del cuerpo libre



(b) Fuerzas sobre el cuerpo libre

Figura 4-27 Análisis de la zona extrema de una viga postensada

Los esfuerzos y fuerzas que actúan en el cuerpo libre 0123 limitado por una supuesta grieta horizontal a lo largo de la cara 12, por la cara extrema interior 23 de la zona de anclaje y por los bordes del elemento, se muestran en la figura 2.27 (b).

Las fuerzas horizontales generan, en la cara 12, una fuerza cortante, resistida por el concreto y el momento es resistido por la fuerza de tensión T del refuerzo de la zona extrema y por la fuerza resultante de compresión C del concreto. La altura c se determina mediante el momento máximo debido a las fuerzas horizontales.

Para el diseño se calcula el momento para varios incrementos de altura empezando desde la parte inferior del miembro. Para resistir la fuerza T se debe proporcionar estribos hasta una distancia h/2 desde la cara extrema, de tal manera que el centro de gravedad puede ser determinado. Generalmente se supone que C actúa a una distancia h de la cara extrema. De tal manera que la fuerza de tensión T a ser resistida es:

$$T = \frac{M_{max}}{h - x}$$

4-34



Donde,

M_{max} = Máximo momento a flexión a ser resistido.

x = distancia de la cara extrema al centroide del acero vertical en la distancia $h/2$.

El acero de refuerzo necesario es:

$$A_t = \frac{T}{f_s} \quad 4-35$$

Donde,

f_s = esfuerzo permisible escogido sobre la base del control del agrietamiento.

4.6 ESTADOS LÍMITES (AASHTO LRFD)

Un elemento estructural debe satisfacer diferentes estados límites, los mismos que definen condiciones que se quiere que una estructura satisfaga.

La norma AASHTO LRFD indica que para el diseño de puentes se debe considerar los siguientes estados límites:

- Estado Límite de Servicio
- Estado Límite de Fatiga y Fractura
- Estado Límite de Resistencia
- Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos

4.6.1 Estado Límite de Servicio

Se considera como las restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular.

Las combinaciones de carga de este estado límite son:

Servicio I - Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de



hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

Servicio II - Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

Servicio III- Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

4.6.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión.

El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre Materiales de AASHTO.

La combinación de este estado límite es:

Fatiga - Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada en la sección 2.8.2.

4.6.3 Estado Límite de Resistencia

Se debe considerar este estado límite para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su periodo de diseño.

Las combinaciones para este estado son:

Resistencia I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.



Resistencia II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

Resistencia III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

Resistencia IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por cargas permanentes y provocadas por las sobrecargas.

Resistencia V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad de viento de 90 km/h.

4.6.4 Estados Límites correspondientes a eventos extremos

Se debe considerar este estado límite para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas.

Las combinaciones de carga para este estado límite son:

Evento Extremo I - Combinación de carga que incluye sismos.

Evento Extremo II – Combinación de carga que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos.

4.7 ECUACIÓN BÁSICA DE DISEÑO (AASHTO LRFD)

Los elementos y conexiones deben satisfacer la ecuación 2-38, para cada estado límite.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad 4-36$$

Donde,



η_i = Factor de modificación de cargas, relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operacional de la estructura.

γ_i = Factor de carga, multiplicador estadístico que se aplica a las solicitaciones.

Q_i = Solicitación

ϕ = Factor de resistencia, multiplicador estadístico aplicado a las resistencias nominales.

R_n = Resistencia nominal, resistencia de un elemento o conexión a las solicitaciones, según lo indicado por las dimensiones especificadas en la documentación técnica y por las tensiones admisibles, deformaciones o resistencia especificadas de los materiales.

R_r = Resistencia mayorada

El factor de modificación de cargas η_i depende de los coeficientes η_D , η_R , y η_I , los cuales están relacionados con la ductilidad, redundancia e importancia operacional respectivamente.

Ductilidad

La respuesta de los elementos estructurales que sobrepasan el límite elástico se caracteriza por un comportamiento frágil o dúctil.

El comportamiento frágil es indeseable ya que implica la repentina pérdida de la capacidad de carga después de exceder el límite elástico. El comportamiento dúctil se caracteriza por deformaciones inelásticas significativas antes que ocurra la pérdida de capacidad de carga. Este comportamiento es una advertencia de la falla estructural.

Por lo explicado anteriormente la Norma AASHTO LRFD indica que el sistema estructural se debe dimensionar y detallar de manera que se asegure el desarrollo de deformaciones significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos.

El factor relacionado con la ductilidad para el estado límite de resistencia es:

$$\eta_D \geq 1.05 \text{ para elementos y conexiones no dúctiles}$$



$\eta_D = 1$ para diseños y detalles convencionales

$\eta_D \geq 0.95$ para los componentes y conexiones con ductilidad mayor a la especificada.

Para los demás estados límites:

$$\eta_D = 1.00$$

Redundancia

La redundancia está relacionada con la seguridad del puente es por ello que para cada combinación de carga y estado límite se debe clasificar si el elemento es redundante o no redundante.

Los principales elementos y componentes cuya falla provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural como no redundante.

Los elementos y componentes cuya falla no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural como redundante.

El factor relacionado con la redundancia para el estado límite de resistencia es:

$$\eta_R \geq 1.05 \text{ para elementos no redundantes}$$

$$\eta_R = 1 \text{ para niveles convencionales de redundancia}$$

$$\eta_R \geq 0.95 \text{ para niveles excepcionales de redundancia}$$

Para los demás estados límites:

$$\eta_R = 1$$

Importancia Operativa

Está basado en requisitos sociales, de seguridad y defensa. El factor relacionado con la importancia operativa para el estado límite de resistencia es:

$$\eta_I \geq 1.05 \text{ para puentes importantes}$$

$$\eta_I = 1.00 \text{ para puentes típicos}$$



$\eta_I \geq 0.95$ para puentes de poca importancia

Para los demás estados límites:

$$\eta_I = 1.00$$

Finalmente, el factor η_i , se define de la siguiente manera:

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \tag{4-37}$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1 \tag{4-38}$$

4.8 CARGAS

Las cargas permanentes y transitorias (viva) que se consideran para el diseño del puente son:

4.8.1 Cargas permanentes

Las cargas permanentes a considerar para este trabajo son:

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

Para determinar las cargas DC y DW se debe tener un predimensionamiento de la estructura y se pueden utilizar los pesos específicos que presentan las normas AASHTO Y NEC.

En la tabla 2.5 se indica las densidades de los materiales más utilizados.

Material	AASHTO	NEC
Concreto armado	2400 Kg/m ³	24 KN/m ³
Acero	7850 Kg/m ³	78.5 KN/m ³
Carpeta Asfáltica	2250 Kg/m ³	

Tabla 4-5 Peso específico de materiales



EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postesado.

4.8.2 Cargas transitorias

- **Carga transitoria - MOP**

La sobrecarga vehicular (**LL**) que presenta la norma del MOP es la HS-MOP cuyas características se muestran en la Figura 2.28.

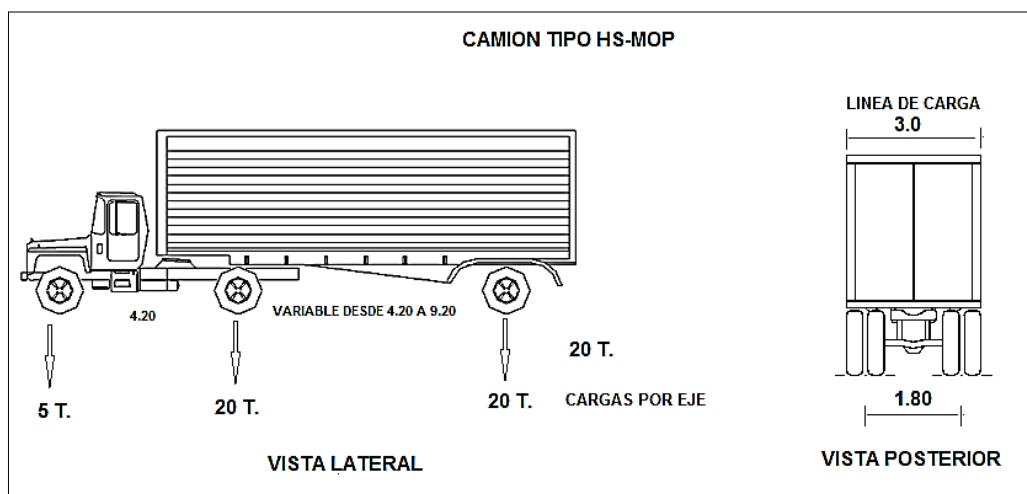


Figura 4-28 CAMIÓN DE DISEÑO TIPO HS-MOP

Como se indica en la Figura 2.28 el ancho de carril de diseño es de 3 m, con una separación entre ruedas de 1.8 m.

Para determinar las solicitaciones extremas la separación entre los ejes de 20 T se deben variar entre 4.2 y 9.2 m.

Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

- **Cargas transitorias – AASHTO LRFD**

Las cargas transitorias que define esta norma y que se utilizarán en esta tesis son:

BR: Fuerza de frenado de vehículos

CT: Fuerza de Colisión de un vehículo

IM: Carga Dinámica

LL: Carga Viva vehicular

PL: Carga Peatonal

- **Sobrecarga vehicular**

La norma AASHTO LRFD presenta una sobrecarga vehicular denominada HL – 93, que consiste en las siguientes combinaciones:

- Camión de diseño y carga de carril de diseño.
- Tándem de diseño y carga de carril de diseño.

Se debe asumir que las cargas ocupan 3 m transversalmente dentro de un carril de diseño.

A continuación se da una descripción del Camión y Tándem de Diseño, y Carga de Carril de Diseño.

Camión de diseño

Los pesos y separación entre ejes y las ruedas del camión de diseño se indican en la Figura 2.29.

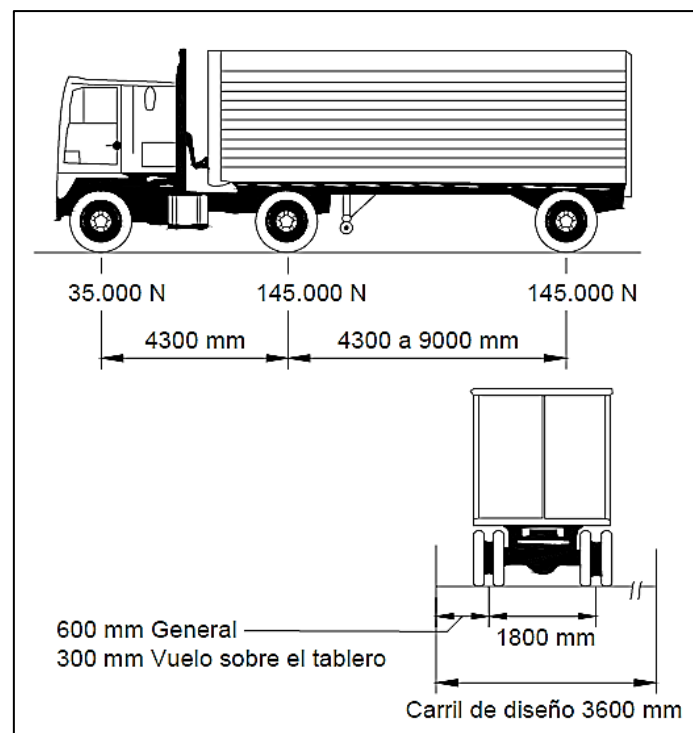


Figura 4-29 Camión de diseño –HL-93- AASHTO



Como se indica en la Figura 2.29 el ancho de carril de diseño es de 3.6 m, con una separación entre ruedas de 1.8 m.

Para determinar las solicitaciones extremas la separación entre los ejes de 145.000 N se deben variar entre 4.3 y 9 m.

Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

Tándem de diseño

Consiste en un par de ejes de 110 KN con 1.2 m de separación. Transversalmente las ruedas deben tener 1.8 m de separación.

Al igual que para el Camión de diseño se debe considerar un incremento por carga dinámica.

Carga del carril de diseño

Consiste en una carga de 9,3 N/mm uniformemente distribuida en dirección longitudinal y en dirección transversal se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3 m.

Para la carga del carril de diseño no se considera incremento por carga dinámica.

Número de carriles de diseño

El número de carriles de diseño será igual a $w/3600$, donde w se considera el ancho libre de la calzada entre barreras y/o cordones en mm.

Si el carril de circulación tiene menos de 3.6 m de ancho, el número de carriles de diseño será igual al número de carriles de circulación.

Para anchos de calzada entre 6 y 7.2 m se tomará dos carriles de diseño, con un ancho igual a la mitad de la calzada, cada uno.

Presencia de múltiples sobrecargas

Para determinar la solicitación extrema correspondiente a sobrecarga se debe realizar todas las combinaciones de número de carriles cargados, multiplicado por un factor de presencia múltiple.



En la tabla 2.6 se indica el factor de presencia múltiple en función del número de carriles cargados.

Número de carriles	Factor de presencia múltiple, m
1	1.2
2	1
3	0.85
>3	0.65

Tabla 4-6 Factor de presencia múltiple (m). Fuente: AASHTO

- **Sobrecargas peatonales**

Para aceras de 0.6 m o más se debe aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa considerándola simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

- **Incremento por carga vehicular dinámica (IM)**

Es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática para considerar el impacto provocado por las cargas de las ruedas de los vehículos en movimiento, El efecto dinámico que se provoca se debe a dos orígenes:

- El efecto del martilleo, que es la respuesta dinámica del conjunto de ruedas frente a las discontinuidades de la superficie de rodamiento (juntas, fisuras, baches, etc.)
- La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan, la cual se debe a ondulaciones del pavimento.

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño se deben mayorar con los porcentajes presentados en la tabla 2.7.

Componente	IM
Juntas del tablero- Todos los estados límites	75%
Todos los demás componentes	
- Estado límite de fatiga y fractura	15%
- Todos los demás estados	33%

Tabla 4-7 Incremento por carga dinámica IM. Fuente: AASHTO



El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$.

El incremento por carga dinámica no se aplica a cargas de carril de diseño ni a cargas peatonales.

- **Fuerza de frenado de los vehículos**

Para la fuerza de frenado se deberá tomar el valor mayor de:

- 25% de los pesos por eje del tándem o camión de diseño, o
- 5% del camión de diseño o tándem de diseño, más la carga de carril de diseño.

En todos los carriles de diseño y que transportan tráfico en la misma dirección se deberá aplicar la fuerza de frenado. Asumir que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.8 m sobre la superficie de la calzada.

Considerar los factores de presencia múltiple.

4.9 APLICACIÓN DE SOBRECARGAS VEHICULARES DE DISEÑO

Para la sollicitación extrema se debe tomar el mayor valor de:

- La sollicitación debida a la combinación de un Tándem de diseño y Carga de carril de diseño, o
- La sollicitación debida a la combinación de un Camión de diseño con la separación variable de 4.3 a 9 m y Carga de carril de diseño.
- Para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo carga uniforme, así como en la reacción de pilares interiores se considera: 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados mínimo 15 m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.

Los carriles de diseño y el ancho cargado de 3 m en cada carril se ubicarán de manera que produzcan sollicitaciones extremas.

Para la ubicación transversal del Camión o Tándem de diseño se debe verificar que los centros de las cargas de las ruedas no esté a menos de:



- Diseño del vuelo del tablero: 0.3 m a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Diseño de todos los demás componentes: 0.6 m a partir del borde del carril de diseño.

Las longitudes de los carriles de diseño o de las partes de los mismos que aportan a la sollicitación extrema se deben cargar con la carga de carril de diseño.

4.9.1 Cargas de diseño para Tableros

Si se utiliza el método de las fajas para el diseño de tableros, las sollicitaciones extremas se deben determinar considerando lo siguiente:

- Para fajas primarias transversales y de longitud menor o igual que 4.6 m, las fajas transversales se diseñan para las ruedas del eje de 145 KN.
- Para fajas primarias transversales y longitud mayor que 4.6 m, las fajas transversales se diseñarán para las ruedas del eje de 145 KN y la carga de carril.
- Para fajas primarias longitudinales se diseñarán para las combinaciones de Camión o Tándem de diseño y carga de carril.

Asumir para un eje que las cargas de las ruedas son iguales, para el diseño de tableros no es necesario considerar la amplificación de las cargas de las ruedas debida a la fuerza de frenado.

4.9.2 Cargas de diseño para el vuelo del tablero

Para el diseño del voladizo, si la distancia entre la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua y el eje de la viga exterior es menor o igual que 1.8 m, se puede reemplazar la fila exterior de cargas de rueda por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm ubicada a 0.30 m de la cara de la baranda.

4.10 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA

En la tabla 2.8 se detallan los factores de carga que se deben aplicar a las diferentes cargas que forman una combinación de cargas de diseño.



Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Tabla 4-8 Combinaciones de cargas y Factores de cargas - AASHTO LRFD

Además del factor de carga, las cargas se deben multiplicar por el factor de presencia múltiple. Luego los productos se deberán sumar y multiplicar por los modificadores de cargas especificados en el artículo 2.6.2 de esta tesis.

Para las solicitaciones debidas a cargas permanentes se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica, estos factores se especifican en la tabla 2.9.



Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Tabla 4-9 Factores de carga para cargas permanentes- AASHTO LRFD

4.11 HORMIGÓN ARMADO

4.11.1 Propiedades de los materiales

4.11.1.1 Hormigón Normal – resistencia a la compresión

Se deberá utilizar hormigones con resistencia de diseño mayor a 70 MPa. No se deberá utilizar hormigones con resistencias menores a 16 MPa en aplicaciones estructurales.

4.11.1.2 Hormigón Normal - Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad E_c para hormigones cuya densidad está entre 1440 y 2500 Kg/m³ se puede tomar como:

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

Donde:

γ_c = Densidad del hormigón (Kg/m³)

f'_c = resistencia especificada del hormigón (MPa)



4.11.1.3 Acero de las armaduras – módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad del acero de las armaduras de deberá asumir:

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

Factores de resistencia- Estado límite de resistencia

El factor de resistencia se deberá toma como:

Flexión y tracción del hormigón armado	0.90
Corte y torsión – hormigón de densidad normal	0.90
Apoyos sobre el hormigón	0.70
Compresión en zonas de anclaje – hormigón de densidad normal	0.80

4.11.2 Resistencia a la flexión

Para el diseño a flexión se va a utilizar el método de la resistencia última que considera las siguientes hipótesis:

- Las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la deformación.
- No se considera la resistencia a tracción del concreto.
- La adherencia entre el concreto y el acero es perfecta.
- Los diagramas esfuerzo – deformación del acero y del concreto son conocidos.

Del análisis a última resistencia se obtienen las siguientes ecuaciones con las cuales se va a obtener la cuantía de diseño de la sección:

Se determina un valor m definido como:

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} \quad 4-39$$



Donde,

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.

Un valor K, definido como:

$$K = \frac{M_u}{bd^2} \quad 4-40$$

Donde,

M_u = Momento último de la sección

b = Ancho de la sección rectangular

d = Altura efectiva de la viga

Con las ecuaciones anteriores se determina la cuantía del acero como sigue:

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi f_y}} \right) \quad 4-41$$

Finalmente se determina la cantidad de acero requerida para la sección con la siguiente fórmula:

$$A_s = \rho b d \quad 4-42$$

Se debe tener en cuenta que para emplear las fórmulas anteriores se debe tener como dato lo siguiente:

- Materiales: f_y y f'_c
- Dimensiones de la sección: b , h y d .

Para determinar la armadura de retracción y fraguado se utiliza la cuantía mínima establecida por el ACI de $\rho_{\min} = 0.002$



4.12 DISEÑO DE TABLEROS

4.12.1 Método de las Fajas

El método de las fajas es un método aproximado que divide al tablero en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo.

El momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre vigas se considerará actuando en todas las regiones de momento positivo. De manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo.

Ancho de las fajas equivalentes interiores (AASHTO)

El ancho de la faja equivalente se puede tomar de la tabla 2.10.



TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: <ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ 	Vuelo Paralela o perpendicular	$1140 + 0,833X$ $+M: 660 + 0,55S$ $-M: 1220 + 0,25S$
<ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ con encofrados perdidos 	Paralela o perpendicular	$+M: 660 + 0,55S$ $-M: 1220 + 0,25S$
<ul style="list-style-type: none"> • Prefabricado, postesado 	Paralela o perpendicular	$+M: 660 + 0,55S$ $-M: 1220 + 0,25S$
Acero: <ul style="list-style-type: none"> • Emparrillado abierto 	Barras principales	$0,007P + 4,0S_b$
<ul style="list-style-type: none"> • Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos 	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
<ul style="list-style-type: none"> • Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos 	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
Madera: <ul style="list-style-type: none"> • Madera laminada y encolada prefabricada <ul style="list-style-type: none"> ○ No interconectada 	Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $2,0h + 1020$
<ul style="list-style-type: none"> ○ Interconectada 	Paralela Perpendicular	$2280h + 0,07L$ $4,0h + 760$
<ul style="list-style-type: none"> • Laminada y tesada 	Paralela Perpendicular	$0,066S + 2740$ $0,84S + 610$
<ul style="list-style-type: none"> • Laminada y clavada <ul style="list-style-type: none"> ○ Tableros continuos o paneles interconectados 	Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $4,0h + 1020$
<ul style="list-style-type: none"> ○ Paneles no interconectados 	Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $2,0h + 1020$

Tabla 4-10 Fajas equivalentes - AASHTO

Distribución de las cargas de rueda (AASHTO)

Si la separación entre los componentes de apoyo en la dirección secundaria es mayor que 1.5 veces la separación en la dirección primaria, se deberá considerar que todas las cargas de rueda están aplicadas en la faja primaria.

Cálculo de solicitaciones (AASHTO)

Las fajas se deberán tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas. La longitud del tramo se deberá tomar como la distancia entre los



centros de los apoyos y suponer que los componentes de apoyo son infinitamente rígidos.

Las cargas de rueda se pueden modelar como cargas concentradas o como cargas distribuidas en un área cuya longitud en la dirección paralela al tramo es igual a la longitud del área de contacto de los neumáticos más la profundidad del tablero.

Las fajas deberán analizar aplicando la teoría de vigas clásica.

Para determinar los momentos de diseño debido a las sobrecargas no mayoradas, la norma AASHTO presenta una tabla (Tabla 2.11) cuyas condiciones son las siguientes:

- Los momentos se calculan utilizando el método de la faja equivalente.
- Los valores incluyen los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica.
- Para vigas prefabricadas en forma de doble Te, la sección de diseño para momento negativo está ubicada a un tercio del ancho del ala, pero no más de 0.38 m, a partir del eje del apoyo.
- Los momentos son aplicables para tableros apoyados como mínimo en tres vigas y cuyo ancho entre los ejes de las vigas exteriores es mayor o igual que 4.2 m.
- Los momentos no se aplican a los vuelos del tablero.



S mm	Momento positivo	MOMENTO NEGATIVO						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo						
		0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1300	21 130	11 720	10 270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21 010	14 140	12 210	10 340	8940	7670	5960	5120
1500	21 050	16 320	14 030	11 720	9980	8240	5820	5250
1600	21 190	18 400	15 780	13 160	11 030	8970	5910	4290
1700	21 440	20 140	17 290	14 450	12 010	9710	6060	4510
1800	21 790	21 690	18 660	15 630	12 930	10 440	6270	4790
1900	22 240	23 050	19 880	16 710	13 780	11 130	6650	5130
2000	22 780	24 260	20 960	17 670	14 550	11 770	7030	5570
2100	23 380	26 780	23 190	19 580	16 060	12 870	7410	6080
2200	24 040	27 670	24 020	20 370	16 740	13 490	7360	6730
2300	24 750	28 450	24 760	21 070	17 380	14 570	9080	8050
2400	25 500	29 140	25 420	21 700	17 980	15 410	10 870	9340
2500	26 310	29 720	25 990	22 250	18 510	16 050	12 400	10 630
2600	27 220	30 220	26 470	22 730	18 980	16 480	13 660	11 880
2700	28 120	30 680	26 920	23 170	19 420	16 760	14 710	13 110
2800	29 020	31 050	27 300	23 550	19 990	17 410	15 540	14 310
2900	29 910	32 490	28 720	24 940	21 260	18 410	16 800	15 480
3000	30 800	34 630	30 790	26 960	23 120	19 460	18 030	16 620
3100	31 660	36 630	32 770	28 890	23 970	21 150	19 230	17 780
3200	32 500	38 570	34 670	30 770	26 880	22 980	20 380	18 910
3300	33 360	40 440	36 520	32 600	28 680	24 770	21 500	20 010
3400	34 210	42 250	38 340	34 430	30 520	26 610	22 600	21 090
3500	35 050	43 970	40 030	36 090	32 150	28 210	23 670	22 130
3600	35 870	45 650	41 700	37 760	33 810	29 870	24 700	23 150
3700	36 670	47 250	43 310	39 370	35 430	31 490	25 790	24 140
3800	37 450	48 820	44 880	40 940	37 010	33 070	27 080	25 100
3900	38 230	50 320	46 390	42 460	38 540	34 600	28 330	25 550
4000	38 970	51 790	47 870	43 950	40 030	36 110	29 570	26 410
4100	39 710	53 190	49 280	45 370	41 470	37 570	30 770	27 850
4200	40 420	54 560	50 670	46 770	42 880	38 990	31 960	28 730
4300	41 120	55 880	52 000	48 130	44 250	40 380	33 130	29 570
4400	41 800	57 150	53 290	49 440	45 580	41 720	34 250	30 400
4500	42 460	58 420	54 580	50 740	46 900	43 060	35 380	31 290
4600	43 110	59 620	55 800	51 980	48 160	44 340	36 700	32 360

Tabla 4-11 Máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho, N - mm/mm - AASHTO



4.12.2 Diseño del vuelo del tablero

Losa en voladizo. Armadura perpendicular a la dirección del tráfico. (AASHTO)

La carga por rueda será distribuida en un ancho perpendicular a la dirección del tránsito y está dada por:

$$E = 0.833 X + 1140$$

4-43

Donde:

E: Ancho de distribución de la carga de rueda en el sentido paralelo a la dirección del tránsito (mm)

X: Distancia desde el punto de aplicación de la carga a la sección de la losa que se está calculando (mm)

El momento por metro lineal de losa se calculará como:

$$M_{LL} = \frac{P \cdot X}{E}$$

4-44

4.13 CONCEPTOS Y NORMAS PARA CONCRETO POSTENSADO

Aunque el hormigón armado y el hormigón preesforzado están compuestos básicamente de los mismos materiales, existen grandes diferencias entre estos dos hormigones. Este último está constituido por materiales mucho más resistentes que el hormigón tradicional por lo que requiere una normativa diferente. En el presente trabajo se consideran las normativas del código ACI tanto para el hormigón armado como para el hormigón preesforzado. Sin embargo, este capítulo se refiere únicamente a la normativa que rige el diseño en hormigón postensado.

El código ACI recomienda que el diseño de elementos preesforzados deberá ser realizado mediante la teoría elástica. La cual establece que las deformaciones varían de forma lineal con los esfuerzos.



Los esfuerzos permisibles para el hormigón y para el acero de preesfuerzo son:

1. Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo (antes de que ocurran las pérdidas del presfuerzo), no deben exceder los siguientes valores:

- a) Esfuerzo de compresión en fibras extremas: $0.6f'_{ci}$
- b) Esfuerzos de tensión en fibras extremas, con excepción de lo permitido en c, $0.8 * \sqrt{f'_{ci}}$
- c) Esfuerzo de tensión de fibras extremas en los extremos de miembro simplemente apoyados: $1.6 * \sqrt{f'_{ci}}$

Cuando los esfuerzos de tensión calculados exceden estos valores, deberá proveerse refuerzo auxiliar (presforzado o sin presforzar) en la zona de tensión para resistir la fuerza total de tensión en el concreto calculada suponiendo una sección no agrietada.

2. Los esfuerzos bajo cargas de servicio no deben exceder los siguientes valores:

- a) Esfuerzos de compresión en fibras extremas $0.45 * \sqrt{f'_c}$
- b) Esfuerzos de tensión en fibras extremas en la zona de tensión precomprimida $2\sqrt{f'_c}$
- c) Esfuerzos de tensión en las fibras extremas de la zona de tensión precomprimida de los miembros en las que el análisis basado en la sección transformada agrietada y en las relaciones bilineales de momento – deflexión demuestre que las deflexiones a largo plazo así como las instantáneas satisfacen los requerimientos. $4\sqrt{f'_c}$

3. Los esfuerzos permisibles de las secciones 1 y 2 se podrán sobrepasar si se demuestra mediante pruebas y análisis que el desempeño no se ve afectado.

El esfuerzo de tensión en los tendones de presfuerzo no debe exceder los siguientes valores

- 1. Debidos a la fuerza de tensión del gato

$$0.8 f_{pu} \text{ ó } 0.94 f_{py}$$



el que sea menos, pero no mayor que el máximo valor recomendado por el fabricante de los tendones de presfuerzo o de los anclajes

2. Tendones postensados, inmediatamente después del anclaje del tendón
 $0.70 f_{pu}$

5 METODOS DE DISEÑO PARA LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE NARANJAL 1

5.1 DISEÑO DE LA LOSA

Consideraciones generales

En la tabla 3.1 se indica las consideraciones preliminares para el diseño de la losa.

LUZ - PUENTE	320	m
Nro DE TRAMOS	8	
LONGITUD - TRAMO	40	m
ANCHO - CALZADA	7.2	m
Nro DE CARRILES	2	
ANCHO CARRIL	3.6	m
BOMBEO	2	%
SEPARACIÓN ENTRE VIGAS	1.96	m
LUZ - VOLADIZO	1.18	m
ARMADURA PRINCIPAL	PERPENDICULAR AL TRÁFICO	
ANCHO - VEREDA	1.2	m
ALTURA -VEREDA	0.2	m
ANCHO - BARANDA	0.3	m

Tabla 5-1 Consideraciones preliminares para el diseño de la losa

En la figura 3.1 se muestra la sección transversal de la losa.

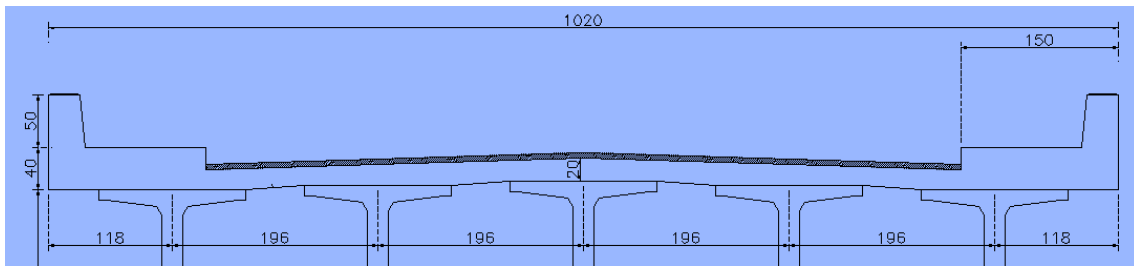


Figura 5-1 Sección transversal de la losa

Los materiales empleados en la losa se muestran en la tabla 3.2.

CONCRETO		
f'c		280 Kg./cm ²
γc		2400 Kg./m ³
ACERO		
fy		4200 Kg./cm ²
γa		7850 Kg./m ³
CARPETA ASFÁLTICA		
e		0.05 m
γca		2200 Kg./m ³

Tabla 5-2 Materiales para el diseño de la losa

A. Comprobación de Dimensiones

- Sección de la losa

La norma AASHTO especifica que la altura mínima para losas es de 17.5 cm, por lo tanto, la altura de la sección para el puente se asume de 20 cm.

- Número y ancho de carriles

Utilizando los criterios de la sección 2.8.2 se determina el número y ancho de carriles como se indica a continuación:

$$\text{Número de carriles} = \frac{W}{3600} = \frac{7200}{3600} = 2$$

$$\text{Ancho de carril} = \frac{7.2}{2} = 3.6 \text{ m}$$

B. Cargas de Diseño

- Cargas permanentes



Para determinar las cargas permanentes se utiliza los pesos específicos indicados en la sección 2.8.1, en la tabla 3.3 se indica los resultados obtenidos.

CALZADA		
PESO - LOSA-CALZADA =	$0.20 \times 2400 =$	480 Kg./m ²
PESO - CAPA ASFÁLTICA =	$0.05 \times 2200 =$	110 Kg./m ²
	TOTAL	590 Kg./m ²
VEREDA		
PESO-LOSA- VEREDA =	$0.20 \times 2400 =$	480 Kg./m ²
PESO-SOBREALTO-VEREDA =	$0.2 \times 2400 =$	480 Kg./m ²
	TOTAL	960 Kg./m ²
BARANDA		
ANTEPECHO (50x35)	$0.5 \times 0.35 \times 2400 =$	420 Kg./m
BARANDA 4"x1/4"		15 Kg./m
	TOTAL	435 Kg./m

Tabla 5-3 Cargas permanentes que actúan en la losa

- Sobrecargas

Para la sobrecarga vehicular se utilizará carga del eje posterior del camión de diseño HL-93, descrito en la sección 2.8.2.

C. Cálculo de momentos

- **Momentos debido a sobrecarga**

Para determinar los momentos debido a la sobrecarga se utilizó la tabla 2.11 que proporciona la AASHTO por lo tanto para el momento en los tramos es:

$$M = 2300.5 \text{ Kg. m/ m}$$

El momento en los apoyos es:

$$M = 2300.5 \text{ Kg. m/ m}$$



- **Momento debido a carga permanente**

Para determinar los momentos debido a carga permanente se utilizó el programa SAP2000, en la Figura 3.2 se indica los valores obtenidos en unidades Kg.m.

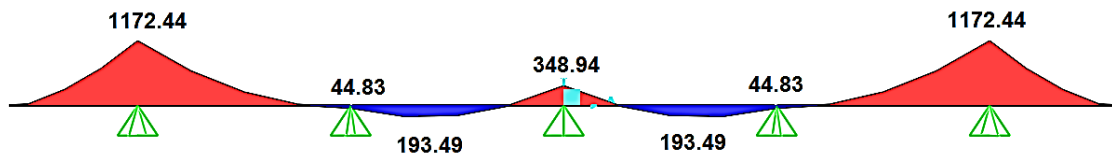


Figura 5-2 Momentos máximos debido a carga permanente

De la figura anterior obtenemos que el máximo momento en los apoyos es de 348.94 Kg.m y el máximo momento en los tramos es de 193.49 Kg.m

- **Momento en el voladizo**

Para el momento debido a la carga permanente uniforme se utilizó la siguiente fórmula:

$$M = \frac{ql^2}{2}$$

Reemplazado los valores correspondientes se tiene:

$$M = \frac{960 \times 1.18^2}{2} = 668.35 \text{ Kg. m / m}$$

El momento debido a la carga permanente concentrada se obtiene con la fórmula siguiente:

$$M = ql$$

Reemplazando los valores correspondientes se tiene:

$$M = 435 \times (1.18 - 0.35/2) = 437.175 \text{ Kg. m / m}$$

La luz (l), corresponde a la distancia entre el centro de gravedad de la baranda al centro del apoyo.



Sumando los momentos debido a la carga distribuida y puntal se tiene un valor total de:

$$M=1105.525 \text{ Kg.m}$$

El momento debido a sobrecarga se obtuvo con la ecuación 2.46:

$$M = \frac{P.X}{E} , \text{ cuyos términos se explicaron en la sección 2.12. 2}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$M = \frac{\frac{145000}{9.8} \times 0.53}{1.6} = 4953.46 \text{ Kg. m / m}$$

En la tabla 3.4 se indica un resumen de los momentos obtenidos

UBICACIÓN	CARGA PERMANENTE	SOBRECARGA	U
MOMENTO - TRAMOS	193.49	2300.50	Kg.m/m
MOMENTO - APOYOS	348.94	1056.78	Kg.m/m
MOMENTO - VOLADIZO - CU	668.35		Kg.m/m
MOMENTO - VOLADIZO- CC	437.18	4953.46	Kg.m/m

Tabla 5-4 Cuadro resumen momentos para el diseño de la losa

D. Estados límites, Combinación y Factores de carga

Los Estado Límites, Combinación y factores de carga que se consideran para el diseño de la losa son:

- Estado límite de Resistencia I
1.25 (DC + DW) + 1.75 (IM + LL), y
- Estado límite de Resistencia II
1.25 (DC + DW) + 1.35 (IM + LL)



E. Modificadores de carga

Los modificadores de carga de ductilidad, redundancia e importancia operativa se tomaron con los siguientes valores:

$$n_D = 1$$

$$n_R = 1$$

$$n_O = 1$$

Por lo tanto de la ecuación 2.39 se tiene que el valor de $n_i = 1$

F. Momentos últimos

Para determinar los momentos últimos se utiliza el estado de Resistencia I y el estado de Resistencia II que corresponden a nuestro caso.

- Momento último en los tramos – Estado límite: Resistencia I

$$M_u = 1(1.25 \times 193.49 + 1.75 \times 2300.5)$$

$$M_u = 4268 \text{ Kg.m}$$

- Momento último en los apoyos – Estado límite: Resistencia I

$$M_u = 1(1.25 \times 348.94 + 1.75 \times 1056.78)$$

$$M_u = 2286 \text{ Kg.m}$$

- Momento último en el voladizo – Estado límite: Resistencia I

$$M_u = 1(1.25 \times 1105.53 + 1.75 \times 4953.46)$$

$$M_u = 10050 \text{ Kg.m}$$

- Momento último en los tramos – Estado límite: Resistencia II

$$M_u = 1(1.25 \times 193.49 + 1.35 \times 2300.5)$$

$$M_u = 3348 \text{ Kg. m}$$

- Momento último en los apoyos – Estado límite: Resistencia II



$$Mu = 1(1.25 \times 348.94 + 1.35 \times 1056.78)$$

$$Mu = 1863 \text{ Kg.m}$$

- Momento último en el voladizo – Estado límite: Resistencia II

$$Mu = 1(1.25 \times 1105.53 + 1.35 \times 4953.46)$$

$$Mu = 8069 \text{ Kg.m}$$

La tabla 3.5 indica un resumen de los momentos últimos obtenidos.

UBICACIÓN	MOMENTO - CARGA PERMANENTE	MOMENTO - SOBRECARGA	MOMENTO ÚLTIMO (RESISTENCIA I)	MOMENTO ÚLTIMO (RESISTENCIA II)
MOMENTO - TRAMOS	193.49	2300.50	4268	3348
MOMENTO - APOYOS	348.94	1056.78	2286	1863
MOMENTO - VOLADIZO	1105.53	4953.46	10050.46	8069.08

Tabla 5-5 Momentos últimos de diseño para la losa

G. Diseño a Flexión – Método de la Resistencia última

Empleando las fórmulas de la sección 2.11.2 se obtiene el acero de refuerzo principal para la losa, en la tabla 3.6 se indica el resumen del acero de refuerzo obtenido:

	RESISTENCIA I		RESISTENCIA II	
	ESPACIAMIENTO	DIÁMETRO	ESPACIAMIENTO	DIÁMETRO
	(m)	(cm)	(m)	(cm)
TRAMOS	0.2	1.4	0.2	1.2
APOYOS	0.2	1	0.2	1
VOLADIZO	0.2	1.4	0.2	1.4

Tabla 5-6 Acero de refuerzo para la losa

La armadura en la dirección secundaria, es decir, paralela al tráfico debe ser un porcentaje de la armadura principal en los apoyos, la normativa AASHTO establece que sea:



$$3840/S^{0.5} < 67\%$$

Donde

S= Longitud efectiva: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma.

Para este caso el porcentaje es de 56.9% y la armadura calculada en la dirección principal es de $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$, por lo tanto, la cantidad de acero en la dirección secundaria es de $A_s = 2.23 \text{ cm}^2$, para cumplir con esta cantidad de acero se debe colocar varillas de 10 cm de diámetro cada 30 cm.

La armadura de retracción y fraguado se determinó en base a la cuantía mínima de: $\rho = 0.002$

La cantidad de acero obtenida es de 4 varillas de 10 mm de diámetro espaciadas cada 15cm. Se puede utilizar malla electrosoldada con las características anteriores.

5.2 DISEÑO DE VIGAS EN POSTENSADO

Las vigas postensadas, se encargarán de tomar las cargas de la superestructura y las transportarán a los sistemas de apoyos de Estribos y Pilas centrales. Estas vigas se arriostrarán mediante la aplicación de cinco diafragmas, las mismas que se dispondrán una en cada extremos y tres equidistantes con respecto a la longitud total del tramo. Las vigas se consideran simplemente apoyadas.

El diseño de la viga se realizará bajo la normativa de la AASHTO, el código del MTOP y el código ACI -008. Como ya se mencionó en el capítulo 2.13 el código ACI-008 permite realizar el diseño de elementos postensados mediante el método elástico. La seguridad del diseño consiste en la limitación de los esfuerzos en el concreto.

Para el diseño de la viga se programó hojas electrónicas que facilitan los cálculos y que tienen la siguiente metodología:



- Características de la viga
- Determinación de cargas y momentos de diseño
- Determinación de la fuerza de preesfuerzo

5.2.1 Materiales

Los materiales empleados para la estructura son:

Hormigón: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ para estructuras de concreto armado

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

Acero:

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Acero de refuerzo

$f_{su} = 18800 \text{ kg/cm}^2$ Acero de preesfuerzo

5.2.2 Separación de las vigas

Como se mencionó en el capítulo 2.2 la distancia recomendada entre las vigas principales es de 2 m, y dado que el ancho del puente es de 10.2 m, serán necesarias 5 vigas principales, dejando un volado de 1.18 m en las vigas exteriores. En la figura 3.3 se puede observar la sección transversal del puente.

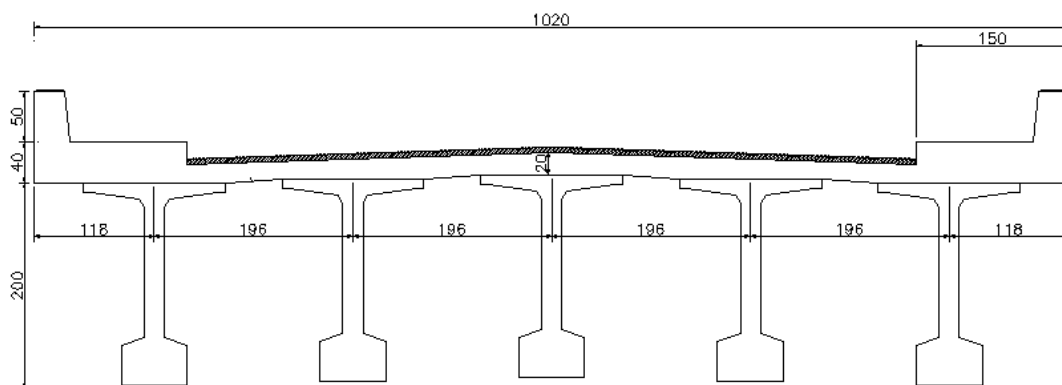


Figura 5-3 Sección transversal del puente

La sección de la viga es una sección estándar empleada en todos los puentes que pertenecen al proyecto “Control de inundaciones del río Naranjal”; por lo que solo se procederá a verificar que las características estén dentro la normativa. En la figura 3.4 se muestra las dimensiones de la viga.

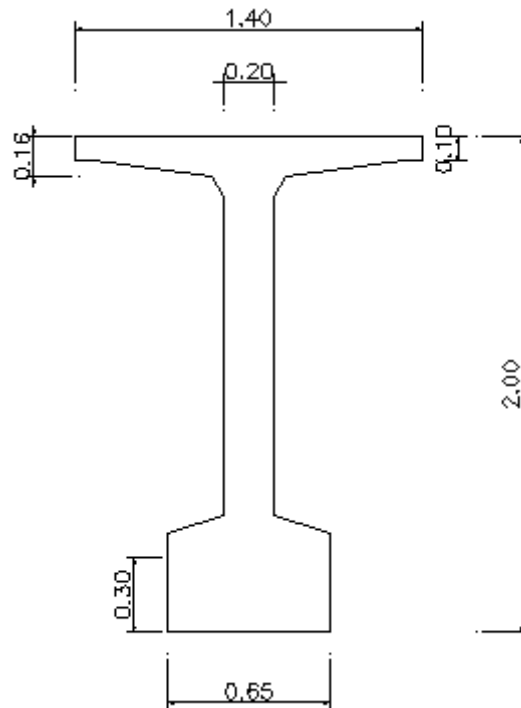


Figura 5-4 Sección Transversal Viga principal

- **Verificación del Peralte de la viga**

La altura recomendada de la viga debe estar en el orden de $L/16$ a $L/22$ es decir:

$$1.81 \text{ m} < h < 2.5 \text{ m}$$

El peralte de la viga es 2 m que corresponde a $L/20$ que se encuentra dentro de lo recomendado.

5.2.3 Propiedades Geométricas de la sección

Durante la etapa de servicio la viga y la losa pueden ser consideradas como un solo elemento compuesto, siempre y cuando se asegure una buena adherencia entre los 2 elementos. Sin embargo durante la etapa de transferencia, la losa no ha sido fundida, por lo que la viga debe soportar su peso y el peso de losa antes de que el concreto fragüe. Por lo que es necesario determinar las propiedades geométricas de la sección compuesta (cuando actúan la losa y la viga como una sola sección); y de la sección simple (actúa solo la viga).



• **Propiedades geométricas de la sección simple**

En la tabla 3.7 se muestra el cálculo de las propiedades de la sección.

Elemento	Base	Altura	Area	Y	Inercia local	d	Inercia
Patin s	140 cm	10 cm	1400	195.00 cm	11667	95.98 cm	12909955
Triangulos s	60 cm	6 cm	360	188.00 cm	720	88.98 cm	2852019.81
Alma	20 cm	150 cm	3000	115.00 cm	5625000	15.98 cm	6391532.13
Triangulos i	23 cm	7 cm	157.5	42.33 cm	429	56.68 cm	506880.6
Patin i	65 cm	40 cm	2600	20.00 cm	346667	79.02 cm	16579551.5
TOTAL			7517.5				39239939.1

Tabla 5-7 Cálculo de las propiedades geométricas de la sección simple.

Las propiedades geométricas de la sección son:

- Área = **7518 cm²**
- YG = **99.02 cm**
- Inercia = **39239939 cm⁴**

Donde los subíndices *i* y *s* se refieren a la sección inferior y superior respectivamente.

Y = distancia medida desde la fibra inferior hasta el centroide de cada figura.

Inercia local = inercia de cada figura geométrica. Se recuerda que la inercia de un rectángulo es $bh^3/12$, y la inercia del triángulo es $bh^3/36$.

d = distancia desde el centroide de la viga hasta el centroide de cada figura.

YG = centroide de la viga simple calculado en referencia a la base de la viga.

Para el cálculo del centroide de la sección se utiliza la siguiente ecuación:

$$Y_G = \frac{\sum A_i * Y_i}{A_T}$$

A_i= área de cada figura

A_T = área total de la viga simple.

Para determinar la inercia de la viga se utiliza:

$$I = \sum (I_i + A_i * d_i^2)$$

- **Propiedades geométricas de la sección compuesta**

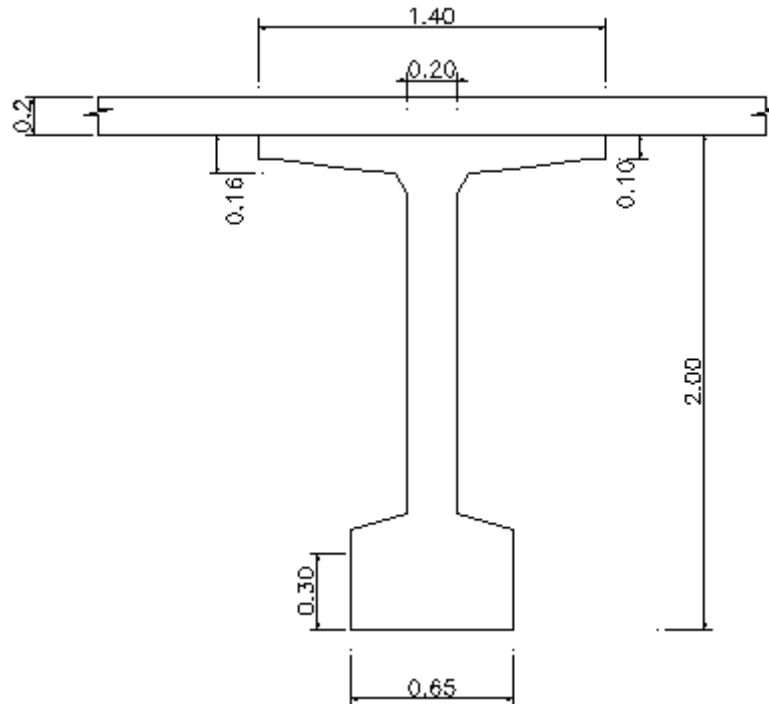


Figura 5-5 Sección de la viga compuesta

La losa y la viga son de hormigón de diferentes resistencias, mientras la viga tiene un hormigón de resistencia a la compresión $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$, la losa tiene una resistencia a la compresión $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Por lo tanto, para el cálculo de las propiedades geométricas de la sección compuesta es necesario transformar la sección de losa, que aporta a la viga.

Como se conoce de la teoría de resistencia de materiales, para transformar una sección se utiliza los módulos de elasticidad de cada una de las secciones, de tal manera que el ancho de la sección transformada es:

$$b_T = n * b_L$$

Donde:

b_T = base transformada de la sección de losa que aporta a la viga.

b_L = base de la sección de losa que aporta a la viga



n= relación de módulos de elasticidad del concreto de preesfuerzo y del concreto armado.

$$n = \frac{E_c}{E_p}$$

Ec= Módulo de elasticidad del concreto armado

Ep = Módulo de elasticidad del concreto de preesfuerzo

Según el código ACI el módulo de elasticidad de concreto de preesfuerzo puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$E = 15100 * \sqrt{f'c}$$

Entonces

$$E_p = 15100 * \sqrt{350} = 282495 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{200000}{282495} = 0.708$$

$$b_T = 0.708 * 180 = 127 \text{ cm}$$

En la tabla 3.8 se muestra el cálculo de las propiedades de la sección compuesta.

Elemento	Base	Altura	Area	Y acumulad	Inercia local	d	Inercia
Patin s	140 cm	10 cm	1400	195.00 cm	11667	67.88 cm	6463184.25
triangulos s	60 cm	6 cm	360	188.00 cm	720	60.88 cm	1335906.7
Alma	20 cm	150 cm	3000	115.00 cm	5625000	12.12 cm	6065398.05
Triangulos i	23 cm	7 cm	157.5	42.33 cm	429	84.78 cm	1132985.43
Patin i	65 cm	40 cm	2600	20.00 cm	346667	107.12 cm	30178687.6
Losa	127 cm	20 cm	2548.71648	210.00 cm	84957	82.88 cm	17593988.2
TOTAL			10066.2165				62770150.2

Tabla 5-8 Cálculo de las propiedades geométricas de la sección compuesta.

Las propiedades geométricas de la sección compuesta son:

AREA= 10066 cm²

YG= 127.12 cm

INERCIA= 62770150 cm⁴

Determinación de cargas y esfuerzos de diseño



- **Carga Muerta**

La carga muerta que soporta la viga es debida a

- ✓ Peso propio
- ✓ Peso losa
- ✓ Peso asfalto, barandas y elementos adicionales

En la tabla 3.9 se muestra la determinación de la carga muerta

CARGA MUERTA DISTRIBUIDA				
	Peso Especifico	Ancho	Espesor	Peso /m
Elementos adicionales				435 kg/m
Asfalto	2200 kg/m ³	1.96 m	0.05 m	216 kg/m
Losa	2400 kg/m ³	1.96 m	0.20 m	941 kg/m
Viga	2400 kg/m ³	Area	0.75 m	1804 kg/m
			Total	3396 kg/m

Tabla 5-9 Cálculo de la carga muerta

De tal manera que el momento máximo producido por la carga muerta seria:

$$M_D = \frac{ql^2}{8} = \frac{3396 * 40^2}{8}$$

$$M_D = 679.12 T * m$$

- **Carga Viva**

Según la normativa MTOP para la carga viva se debe considerar, además de lo establecido en la AASTHO, el camión de diseño HS-MOP descrito en la sección 2.8.2. La AASTHO recomienda verificar el mayor esfuerzo entre el camión de diseño más carga de carril de diseño o tándem de diseño más la carga de carril de diseño. Además a cada combinación se debe considerar un incremento por carga dinámica. (Ver sección 2.8.2)

Para el diseño se considerará la combinación que produzca los mayores esfuerzos.

Para determinar la posición del tren de cargas que produce el mayor momento a flexión se utiliza el teorema de Barré ilustrado en la sección 2.4.



En la tabla 3.10 se obtiene para el camión de diseño HS-MOP, la posición más crítica y la máxima sollicitación. Para esto en primer lugar se obtuvo la resultante que es de 22.5 T, luego se colocó cada carga y la resultante de tal manera que equidistaban del centro de la luz y se obtuvo el momento flector en cada posición. De este análisis se obtuvo que la carga del eje intermedio del tren de cargas da el máximo momento flector con un valor de $M=199.03$ T.m, la posición se muestra en la figura 3.6.

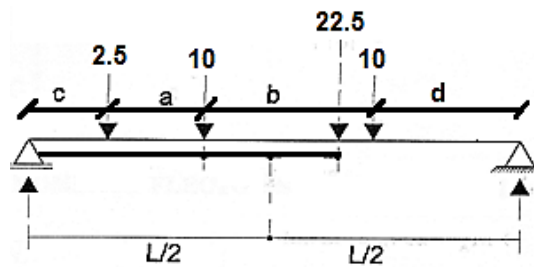


Figura 5-6 Posición crítica del camión de diseño HS-MOP

DATOS						
Nro. de cargas	3			L	40	m
P1	2.5 T			a	4.2	m
P2	10 T			b	4.2	m
P3	10 T					
R	22.5 T		X		5.60 m	a partir de P1
Carga considerada	Distancia entre R y la carga	R	c	d	R1	Momento flector
P1	5.60	22.50	17.20	14.40	9.68	166.41
P2	1.40	22.50	15.10	16.50	10.86	199.03
P3	2.80	22.50	13.00	18.60	12.04	194.60
MOMENTO FLECTOR MÁXIMO						199.03

Tabla 5-10 Aplicación teorema de Barré para las distintas posiciones del camión de diseño HS-MOP

Para constatar el valor del momento máximo obtenido con el teorema de Barré, se determinó el momento flector con el programa SAP2000, como se puede observar en la figura 3.7, se obtiene el mismo valor que con el teorema.

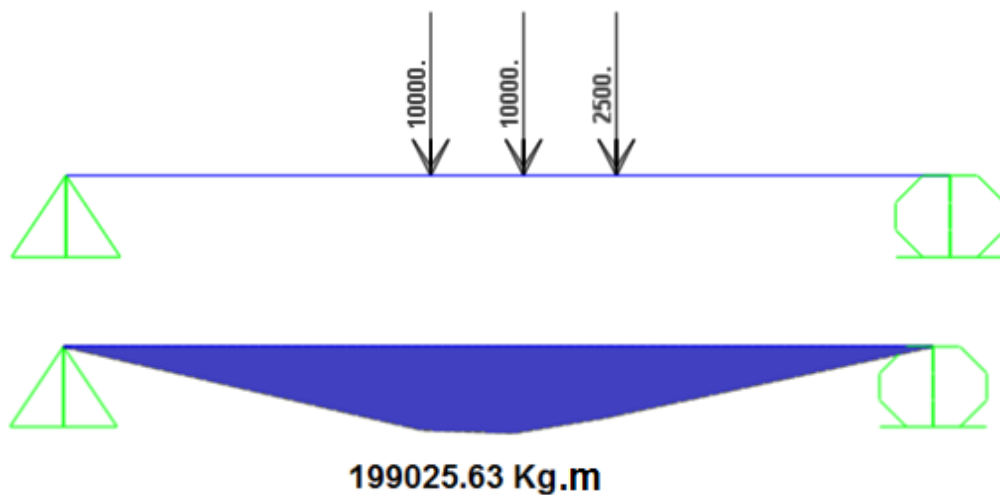


Figura 5-7 Posición y Momento máximo generados por el camión de diseño HS-MOP

En la tabla 3.11 se muestra la posición en la cual el camión de diseño HL-93 genera la sollicitación máxima. Se realizó un análisis idéntico al del camión de diseño HS-MOP, el máximo momento flector $M=153.67$ T.m, se produce cuando el eje intermedio y la resultante equidistan del centro de la luz como se muestra en la figura 3.8.

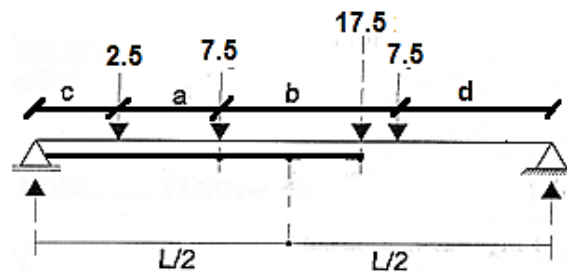


Figura 5-8 Posición crítica del camión de diseño HL-93



DATOS						
Nro. de cargas	3			L	40	m
P1	2.5	T		a	4.3	m
P2	7.5	T		b	4.3	m
P3	7.5	T				
R	17.5	T		X	5.53	m a partir de P1
Carga considerada	Distancia entre R y la carga	R	c	d	R1	Momento flector
P1	5.53	17.50	17.24	14.16	7.54	129.97
P2	1.23	17.50	15.09	16.31	8.48	153.67
P3	3.07	17.50	12.94	18.46	9.42	149.16
MOMENTO FLECTOR MÁXIMO						153.67

Tabla 5-11 Aplicación teorema de Barré para las distintas posiciones del camión de diseño HL-93

Para verificar el valor del momento flector máximo obtenido con el teorema de Barré se determinó el mismo utilizando el programa SAP2000 obteniéndose el mismo valor como se puede observar en la figura 3.9.

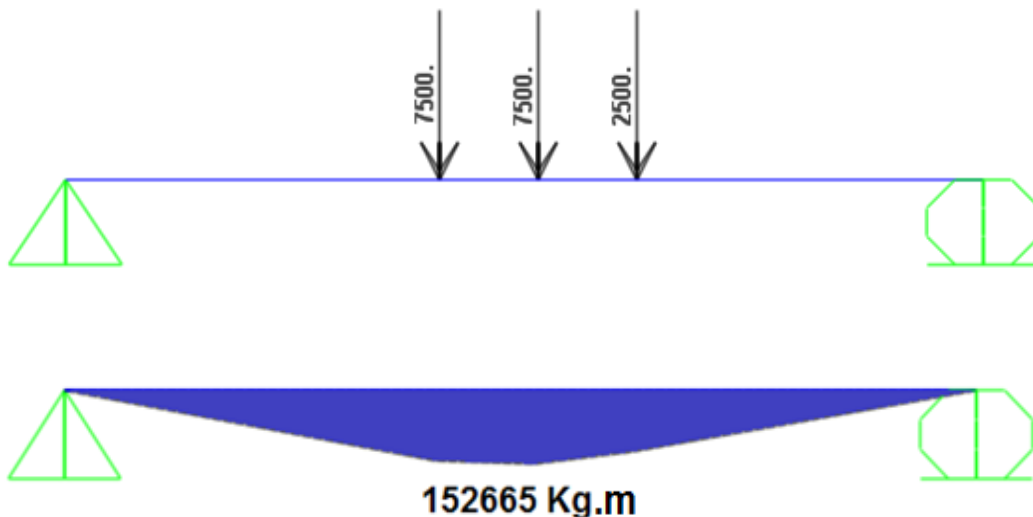


Figura 5-9 Posición y Momento máximo generados por el camión de diseño HL-93

En la tabla 3.12 se indica el momento máximo que produce el Tándem de diseño. El análisis para determinar el mismo es idéntico al que se realizó con los camiones de diseño HS-MOP y HL-93. Se obtuvo un valor de $M=108.67$ T.m.



DATOS						
Nro. de cargas	3			L	40	m
P1	5.6	T		a	1.2	m
P2	5.6	T		b	0	m
P3		T				
R	11.2	T		X	0.60	m a partir de P1
Carga considerada	Distancia entre R y la carga	R	c	d	R1	Momento flector
P1	0.60	11.20	19.70	19.10	5.52	108.67
P2	-0.60	11.20	19.10	19.70	5.68	108.67
P3	0.60	11.20	19.10	19.70	5.68	108.67
MOMENTO FLECTOR MÁXIMO						108.67

Tabla 5-12 Aplicación teorema de Barré para las distintas posiciones del Tándem de diseño

En el programa SAP2000 se determinó el momento máximo para verificar el resultado obtenido con el Teorema de Barré, dando el mismo valor como se muestra en la figura 3.10.

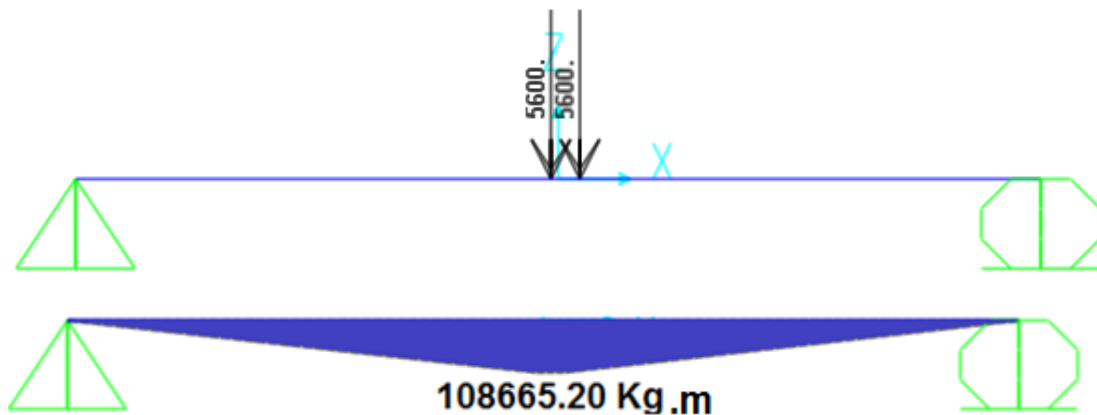


Figura 5-10 Posición y Momento máximo generados por el Tándem de diseño

5.2.4 Obtención del factor de distribución

a) Mediante ley de momentos

Si se considera 2 carriles cargados con el camión de diseño, de tal manera que produzca el mayor esfuerzo en la viga. La sección transversal del puente se observa en la figura 3.11.

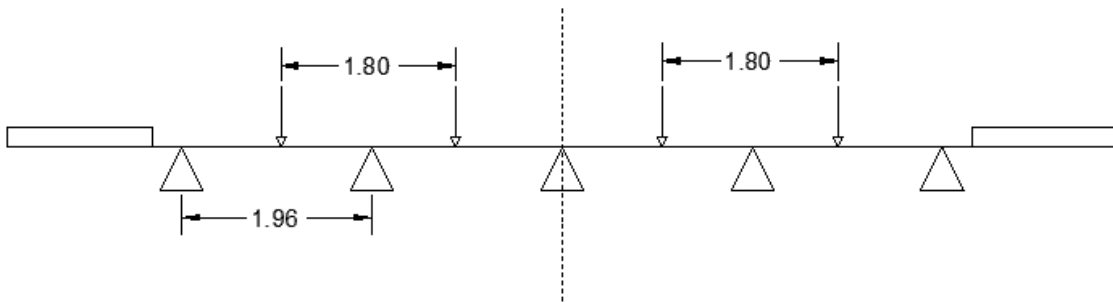


Figura 5-11 Sección transversal del puente con 2 carriles cargados con camión de diseño.

Como se puede observar en la figura anterior, la viga intermedia recibe mayores solicitaciones. Para determinar el estado más crítico en la viga intermedia se colocó las cargas en diferentes posiciones y se determinó, que la ubicación que produce los mayores esfuerzos, sería con el tren de cargas de un camión sobre la viga, y otro camión lo más cercano posible. La distancia entre la rueda y el filo del camión es de 0.6 m, según lo especificado para el camión de diseño. Es decir, que la mínima distancia entre ambos camiones es de 1.2m. En la figura 3.12 se muestra gráficamente lo indicado.

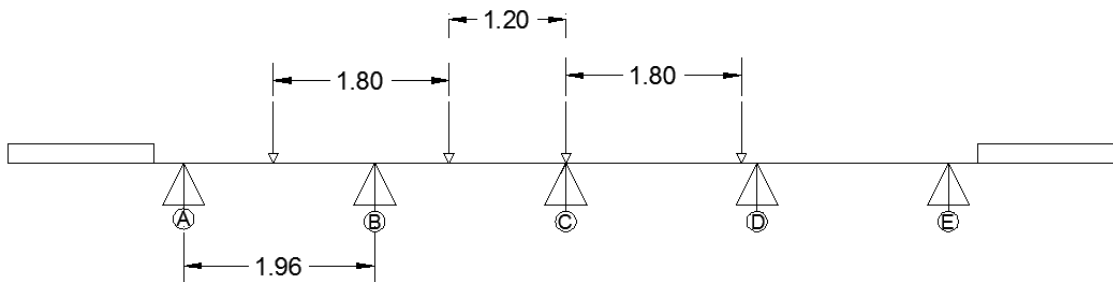


Figura 5-12 Posición crítica para la viga intermedia



Como se puede observar en la figura anterior sobre la viga intermedia contribuyen ambos ejes del segundo camión y solamente un tren de cargas del primer camión.

Para determinar el factor de distribución el código AASHTO permite suponer que las vigas actúan por separado y se consideran simplemente apoyado como se muestra en la figura 3.13.

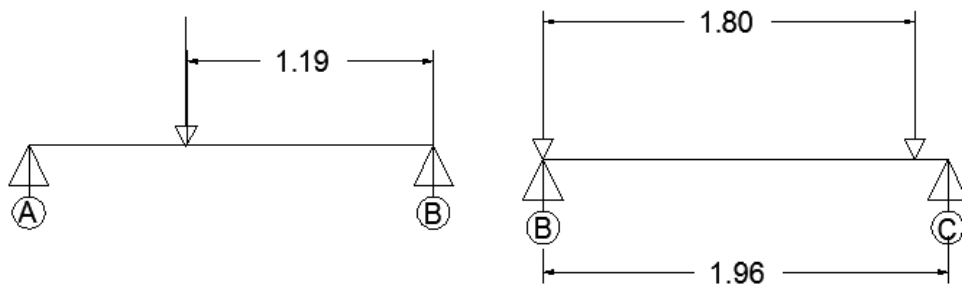


Figura 5-13 Determinación de Factor de Distribución

Para determinar el factor de distribución se supone una carga unitaria en cada tren de cargas.

Para la primera viga, haciendo momentos en A

$$R_B = \frac{P(s - 1.2)}{s} = \frac{1 * (1.96 - 1.2)}{1.96} = 0.388$$

Para la segunda viga, haciendo momentos en C

$$R_B = \frac{P(2 * s - 1.8)}{s} = \frac{1 * (2 * 1.96 - 1.8)}{1.96} = 1.082$$

De tal manera que el factor de distribución para la viga central sería:

$$FD = 0.388 + 1.082 = 1.47$$

En la tabla 3.13 se muestra un cuadro resumen de las diferentes combinaciones de sobrecargas que produce los mayores esfuerzos.



CARGA VIVA									
	Ejes	Distancia Eje	Separacion Transversal	Carga por rueda	Posición Respecto A	Momento Neto	Factor de Contribucion	Incremento por Carga Dinamica	Momento Total
Camion de Diseño HS MOP	Delantero	0.00 m		2.50 T	24.9				
	Intermedio	4.20 m	1.80 m	10 T	20.7	199.03 T*m	1.47	1.33	388.95 T*m
	Posterior	4.20 m		10 T	16.5				
Camion de Diseño AASHTO	Delantero	0.00 m		2.5 T	23.69				
	Intermedio	4.30 m	1.80 m	7.5 T	19.39	153.67 T*m	1.47	1.33	424.18 T*m
	Posterior	4.30 m		7.5 T	15.09				
Tamdem de Diseño	Delantero	0.00 m	1.80 m	5.6 T	20.3				
	Posterior	1.20 m		5.6 T	19.1	108.67 T*m	1.47	1.33	336.24 T*m
Carril de Diseño				9.30 N/mm		124 T/m			
Maximos Esfuerzos por Carga Viva									424.18

Tabla 5-13 Cuadro resumen de cargas vivas

Como se puede observar el momento flector máximo es producido por la combinación del camión de diseño HL-93 y la carga de carril de diseño, siendo el momento de diseño:

$$M_L = 424.18 T$$

5.2.5 Diseño de la viga preesforzado mediante método elástico

- **Esfuerzos admisibles**

En la tabla 3.14 se muestran los esfuerzos admisibles para el hormigón, tanto para la etapa de transferencia como para la etapa de servicio. Estos esfuerzos fueron calculados según el código ACI (ver sección 2.13)

ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL CONCRETO	
Etapa de transferencia de presfuerzo t=0	
σ_c	147.0
σ_t	12.5
σ_t (apoyos)	25.0
Etapa de Servicio t=∞	
σ_c (C. M)	157.5
σ_c (C.V.)	210.0
σ_t	37.42

Tabla 5-14 Esfuerzos Admisibles en el concreto según el código ACI



Esfuerzo admisible de tensión en el acero según el código ACI

$$\sigma = 13056 \text{ kg/cm}^2$$

- **Determinación de la fuerza de preesfuerzo necesaria**

La fuerza de preesfuerzo se determinará en el punto de mayor momento flector, es decir en el centro de la luz. En las secciones previas se determinó el momento de diseño y los esfuerzos admisibles.

La trayectoria de los cables se supondrá parabólica, siendo la máxima excentricidad en el centro de la luz. Para el acero de preesfuerzo se considera un recubrimiento de 15 cm, medidos al centroide del acero, de tal manera que la excentricidad de los tendones en el centro de la luz para la viga como sección compuesta será:

$$e_{max} = Y_i - r = 127 - 15 = 112 \text{ cm}$$

Para la obtención de la fuerza de preesfuerzo, se emplea el criterio de esfuerzos máximos admisibles a tracción. Es decir que se supone que para la acción del momento de diseño sobre la sección compuesta, los esfuerzos en la fibra inferior deben ser los máximos admisibles a tracción sobre el concreto.

Como ya se mencionó el momento de diseño actúa sobre la sección compuesta. Adicionalmente, el esfuerzo máximo admisible de tracción, calculado en la sección anterior es:

$$\sigma_{i(\max)} = 37.42 \text{ Kg/cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación 2.10 sería:

$$37.42 = -\frac{P}{10066} - \frac{P * 112 * 127}{62770150} + \frac{1103299 * 127}{62770150}$$

Despejando P se tiene:

$$P = 570 \text{ T}$$

Si se supone una pérdidas total del orden de 25%, se tienen una fuerza de preesfuerzo, para $t=0$, igual a



$$P = \frac{570}{0.75} = 760 T$$

- **Verificación de los esfuerzos**

Una vez determinada la fuerza de preesfuerzo necesaria se debe verificar que los esfuerzos en el concreto, tanto en la etapa de transferencia como en la etapa de servicio, se encuentren dentro de los límites establecidos en la normativa.

Esfuerzos en el concreto en la etapa de transferencia de la fuerza de preesfuerzo (t=0)

Durante ésta etapa los esfuerzos son asumidos en su totalidad por la sección simple, ya que el hormigón de la losa no ha fraguado. Las cargas actuantes serán el peso propio de la viga y el peso de la losa. Adicionalmente para ésta etapa los esfuerzos en el concreto deben ser determinados con la fuerza de preesfuerzo inicial, sin restar las pérdidas producidas en la fuerza de preesfuerzo a través del tiempo.

Considerando los esfuerzos de compresión negativos. De las ecuaciones 2.6 y 2.7 los esfuerzos actuantes en la fibra superior e inferior del concreto serán respectivamente:

$$\sigma_s = -\frac{760000}{7518} + \frac{760000 * 84 * 101}{39239939} - \frac{679120/100 * 101}{39239939} = -111.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = -\frac{760000}{7518} - \frac{760000 * 84 * 99}{39239939} + \frac{\frac{679120}{100} * 99}{39239939} = -90.85 \text{ kg/cm}^2$$

Dado que los esfuerzos actuantes son menores que los admisibles es factible realizar la transferencia de la fuerza en una sola etapa.

$$\sigma_s = -111.55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_c \text{ admisible} = 147 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = -90.85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_c \text{ admisible} = 147 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos en el concreto en la etapa servicio (t=∞)



Durante la etapa de servicio se supone que ya han ocurrido todas las pérdidas y que la losa contribuye con la sección de la viga actuando como una sola sección. La sección compuesta debe soportar todas las cargas de servicio tanto cargas muertas como vivas.

De las ecuaciones 2.9 y 2.10 los esfuerzos en la fibra superior e inferior, respectivamente, en la viga serían:

$$\sigma_s = -\frac{570000}{10066} + \frac{570000*112*93}{62770150} - \frac{679120*93}{62770150} - \frac{424179*93}{62770150} = -125.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = -\frac{570000}{10066} - \frac{570000*112*127}{62770150} - \frac{679120*127}{62770150} - \frac{424179*127}{62770150} = 37.42 \text{ kg/cm}^2$$

Como los esfuerzos actuantes son menores que los admisibles el diseño se considera adecuado.

$$\sigma_s = -125.32 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{c \text{ admisible}} = 157.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = 37.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{t \text{ admisible}} = 37.42 \text{ kg/cm}^2$$

5.2.6 Diseño a cortante

Los datos preliminares para el diseño se indican en la tabla 3.15:

Datos para el diseño						Acero longitudinal	
			α	90	$^{\circ}$	ϕ	10 mm
Aps	98.71	mm ²	fpu	1837	MPa	Es	19620 MPa
fps	1469.6	MPa	Ep	27712.76	MPa	fy	412.02MPa
f'c	34.335	MPa	yg	990.15	mm		

Tabla 5-15 Datos preliminares para el diseño a cortante

De la tabla anterior Ep y Es son el módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo y acero normal respectivamente, los demás términos se explican en secciones anteriores.

Para el acero de refuerzo transversal se asume estribos de 10 mm de diámetro con una separación mínima de 10 cm en la parte cercana a los apoyos y en la sección media se asume una separación de 45 cm.



Se toma un valor de $\alpha = 90^\circ$ debido a que se asume que los estribos son verticales.

Secciones para el diseño

La ubicación de las secciones que se analizan para el diseño a cortante son a 0.05, 1.50, 20 m desde el apoyo. Para éstas secciones se determinó la cortante última (V_u) y el momento último (M_u), producidas por cargas permanentes y sobrecarga.

Para las cargas permanentes se consideró peso propio de la viga, losa, carpeta asfáltica y elementos adicionales; y para la sobrecarga se consideró el camión de diseño HS-MOP y el camión de diseño HL-93 más la carga de carril de diseño.

A continuación se detalla el cálculo de la fuerza cortante en las secciones antes mencionadas.

Para cada sección se utilizó las cargas permanentes y sobrecarga que se indican a continuación:

- **Cargas permanentes**

Las cargas permanentes a considerar se indican en la tabla 3.16

CARGA MUERTA DISTRIBUIDA				
	Peso Específico	Ancho	Espesor	Peso /m
Elementos adicionales				435 kg/m
Asfalto	2200 kg/m ³	1.96 m	0.05 m	216 kg/m
Losa	2400 kg/m ³	1.96 m	0.20 m	941 kg/m
Viga	2400 kg/m ³		0.75 m	1804 kg/m
			Total	3396 kg/m

Tabla 5-16 Carga muerta distribuida

- **Sobrecarga HS-MOP**



En las figuras 3.14, 3.15 y 3.16 se muestra la cortante máxima y el momento flector máximo en cada sección, los cuales se obtuvieron con el software SAP2000.

- Sección a 20 m desde el apoyo

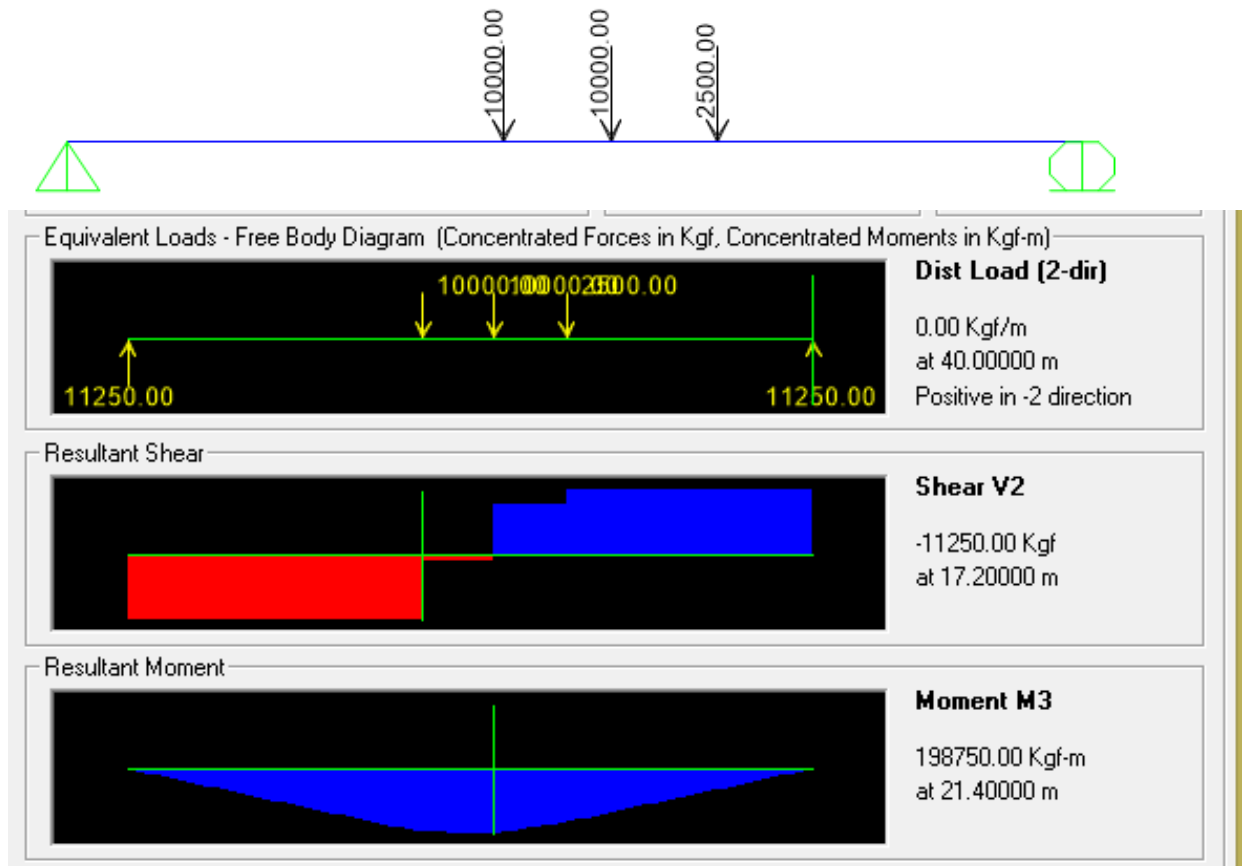


Figura 5-14 Cortante y momento flector máximo en la sección a 20 m del apoyo, debido al camión de diseño HS-MOP



- Sección a 1.50 m desde el apoyo

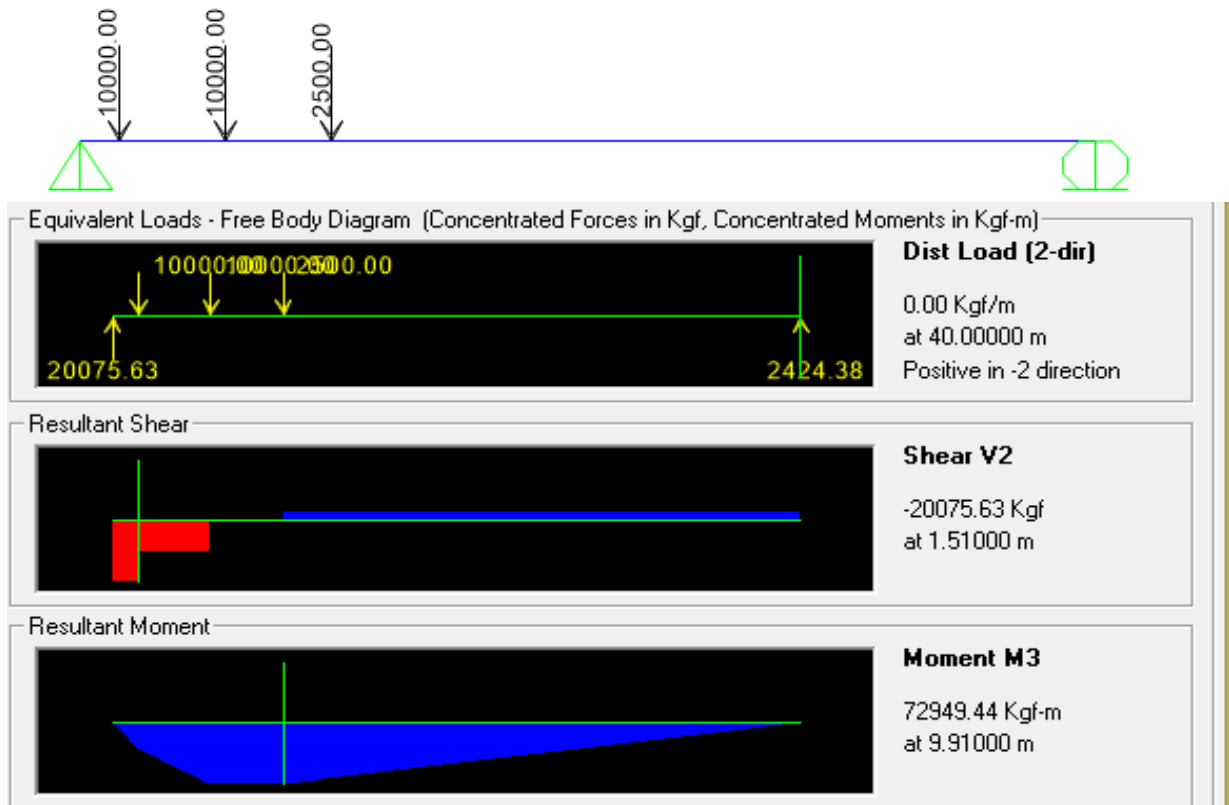


Figura 5-15 Cortante y momento máximo en la sección a 1.50 m del apoyo, debido al camión de diseño HS-MOP



- Sección a 0.05 m desde el apoyo.

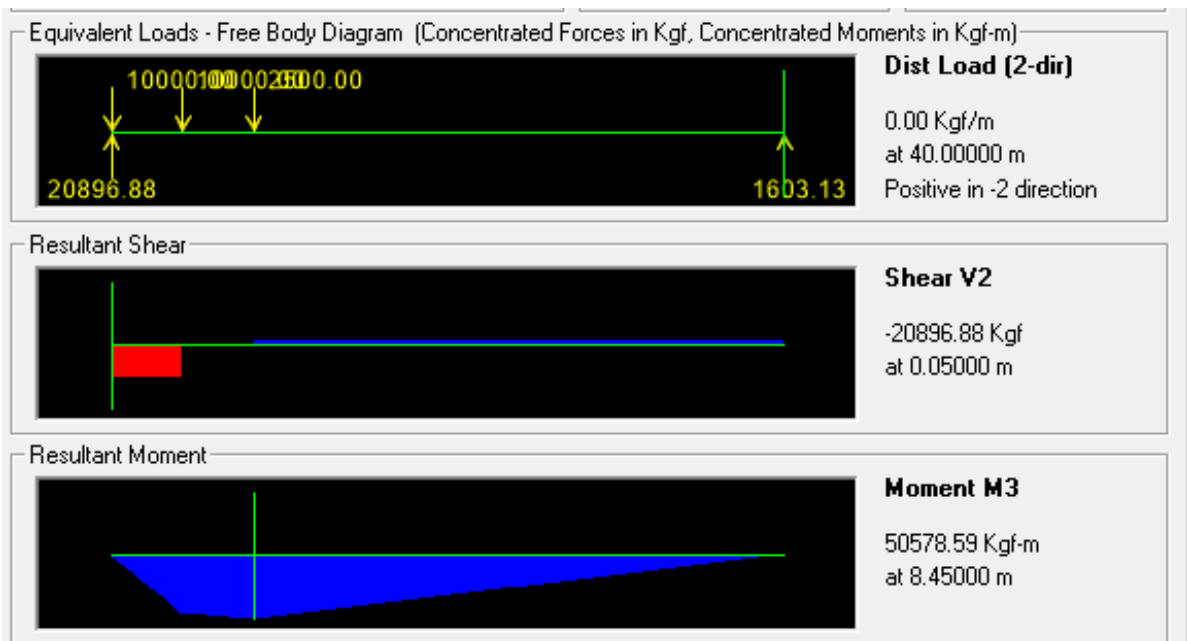
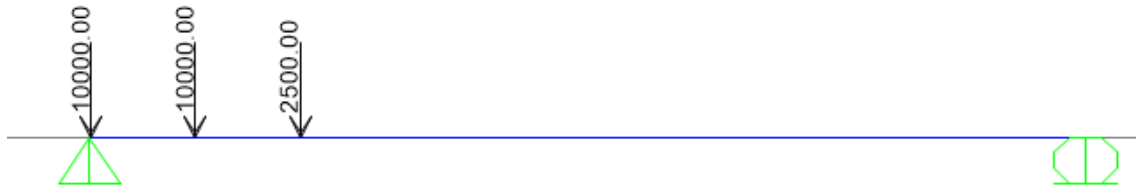


Figura 5-16 Cortante y momento máximo en la sección a 0.05m del apoyo, debido al camión de diseño HS-MOP

- **Sobrecarga HL-93 más carga de carril de diseño**

En las figuras 3.17, 3.18 y 3.19 se muestra la cortante máxima y el momento flector máximo en cada sección, los cuales se obtuvieron con el software SAP2000.



- Sección a 20 m desde el apoyo

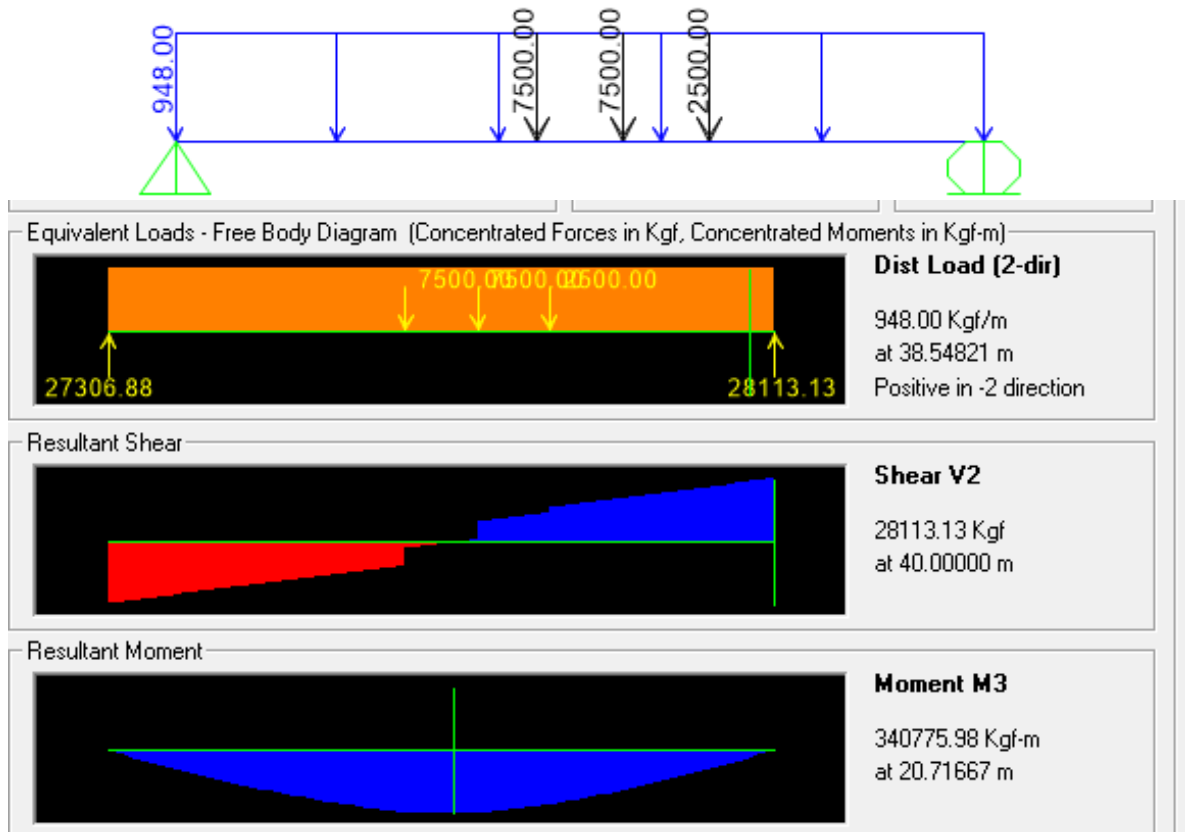


Figura 5-17 Cortante y momento máximo en la sección a 20 m del apoyo, debido al camión de diseño HL-93



- Sección a 1.50 m desde el apoyo

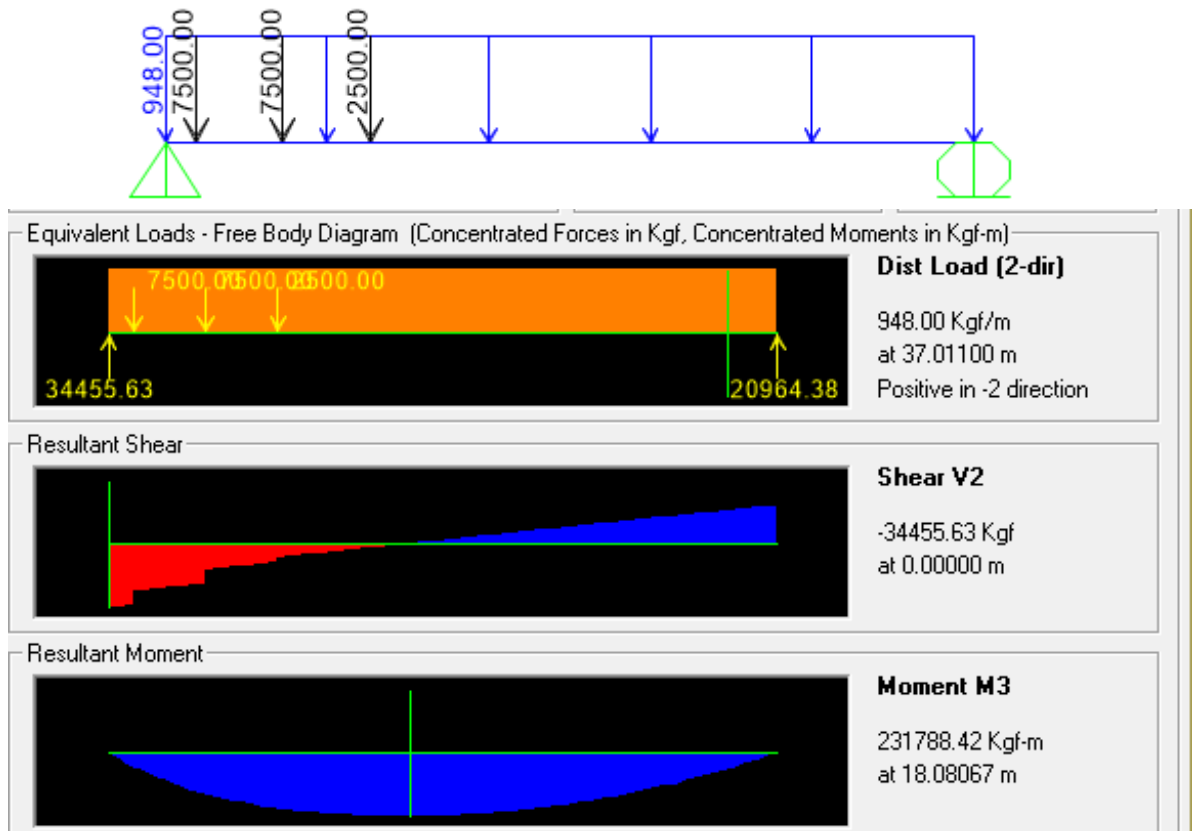


Figura 5-18 Cortante y momento máximo en la sección a 1.5 m del apoyo, debido al camión de diseño HL-93

- Sección a 0.05 m desde el apoyo

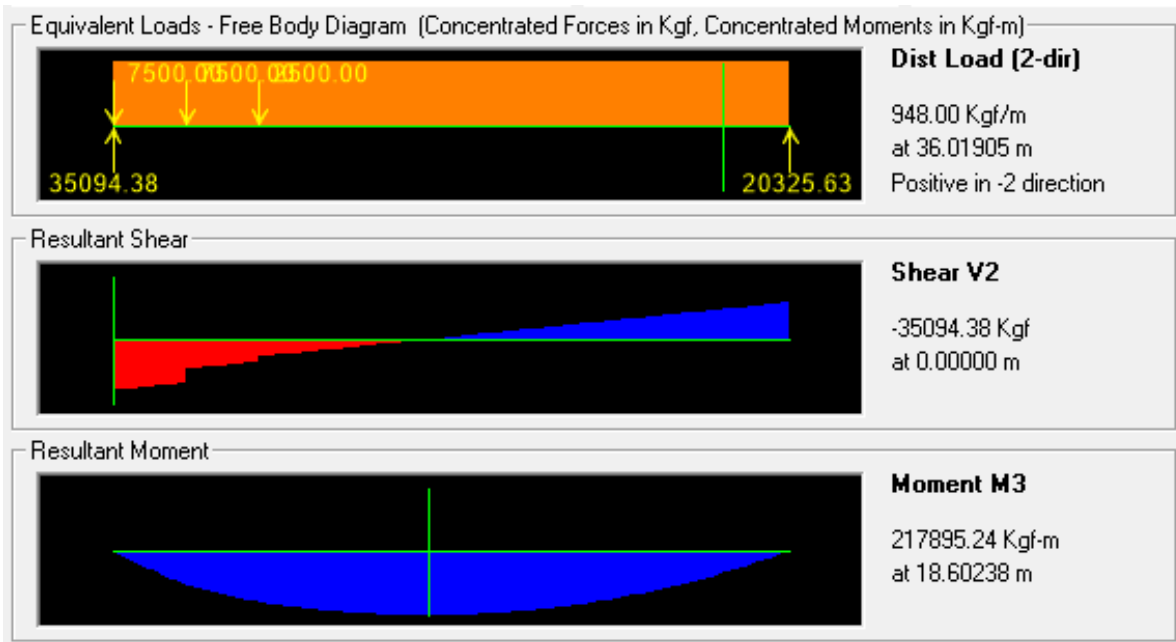
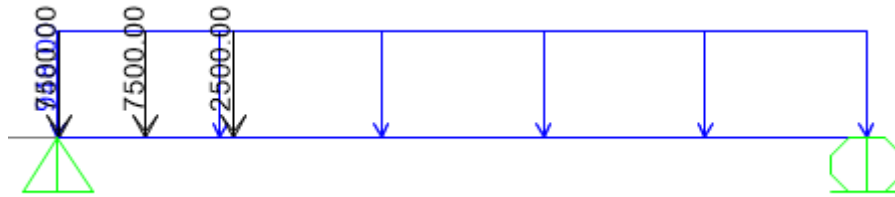


Figura 5-19 Cortante y momento máximo en la sección a 0.05 m del apoyo, debido al camión de diseño HL-93

En la tabla 3.17 se muestra un cuadro de resumen de esfuerzos máximos en cada una de las secciones y producidos por las sobrecargas mencionadas anteriormente.



Sección		Ejes	Posición Respecto A	Momento Neto	Cortante Neta	Factor de Contribucion	Incremento por Carga Dinamica	Momento Total	Cortante Total	
a 0.05 m desde el apoyo	Camion de Diseño HS MOP	Delantero	8.45							
		Intermedio	4.25	50.58 T*m	20.90 T	1.47	1.33	98.89 T*m	40.85	
		Posterior	0.05							
	Camion de Diseño AASHTO + Carga de carril	Delantero	8.65							
		Intermedio	4.35	217.90 T*m	35.09 T	1.47	1.33	423.50 T*m	68.36	
		Posterior	0.05							
a 1.50 m desde el apoyo	Camion de Diseño HS MOP	Delantero	9.91							
		Intermedio	5.71	72.95 T*m	20.08 T	1.47	1.33	142.62 T*m	39.25	
		Posterior	1.50							
	Camion de Diseño AASHTO + Carga de carril	Delantero	10.11							
		Intermedio	5.81	231.79 T*m	34.46 T	1.47	1.33	450.67 T*m	67.11	
		Posterior	1.50							
a 20 m desde el apoyo	Camion de Diseño HS MOP	Delantero	25.60							
		Intermedio	21.40	198.75 T*m	11.25 T	1.47	1.33	388.58 T*m	21.99	
		Posterior	17.20							
	Camion de Diseño AASHTO + Carga de carril	Delantero	26.45							
		Intermedio	22.15	340.78 T*m	28.11 T	1.47	1.33	663.73 T*m	54.71	
		Posterior	17.85							

Tabla 5-17 Esfuerzos máximos producidos por el camión de diseño HS-MOP y HL-93 más carga de carril

Para determinar el momento último (Mu) y la cortante última (Vu) se utilizó el estado límite de resistencia I cuya combinación es la siguiente:

$$1.25 (DC + DW) + 1.75 (IM + LL)$$

En la tabla 3.18 se muestra los resultados obtenidos de momento y cortante última.

Cortante y momento último		
Distancia desde el apoyo (m)	Vu (N)	Mu (N. mm)
Resistencia I: 1.25 (DC + DW) + 1.75 (IM + LL)		
0.05	2393621.943	7311974519
1.51	1595200.057	8946896044
20	1249216.701	19722307348

Tabla 5-18 Cortante y momento últimos debido al camión de diseño HL-93 más carga de carril

Sección a 1.50 m desde el apoyo.

Para esta sección se determina la fuerza de postensado Vp en la parte de flexión y que actúa en la dirección del corte, para ellos se utiliza la ecuación de



la trayectoria los cables de postensado. En la tabla 3.19 se indica la fuerza V_p determinada.

Ecuación cable postensado					Fuerza de postensado			
	Ecuación $y_1=ax^2 + b$ (m)							
Cable	a	x	b	α (rad)	P (kg)	y (mm)	T o C ?	V_p (N)
1	0.004275	18.49	0.15	0.1580895	113800	1611.54	C	17990.5851
2	0.003775	18.49	0.15	0.1395995	113800	1440.60	C	15886.4231
3	0.003275	18.49	0.15	0.1211095	113800	1269.66	C	13782.2611
4	0.00075	18.49	0.15	0.027735	113800	406.41		3156.243
5	0.00075	18.49	0.15	0.027735	113800	406.41		3156.243
				V_p (N)	6312.486			

Tabla 5-19 Fuerza de postensado V_p en la sección a 1.50 m del apoyo

Cabe indicar que la distancia x se toma desde el centro de la viga.

Se determina la distancia de corte efectiva d_v como $0.72h$, dando un valor de:

$$d_v = 0.72(2200)$$

$$d_v = 1584\text{mm}$$

El ancho del alma efectivo b_v se determina como 0.65 m.

Se asume para esta sección una separación de 15 cm entre estribos, y se verifica con la ecuación 2.28 que se cumpla con la mínima armadura requerida, por lo tanto:

$$A_v = 157.08 \text{ mm}^2$$

$$157.08 > 35.41 \text{ mm}^2 \text{ - cumple}$$

El factor de resistencia para corte según la norma es de 0.9

Con los valores anteriormente determinados y utilizando la ecuación 2.30 se calcula el valor de $\mathbf{vu/f'c}$, dando un valor de:

$$\mathbf{vu/f'c} = 0.1573$$



Ahora se determina en valor de ϵ_x utilizando la ecuación 2.35, dando un valor de

$$\epsilon_x = 0.1946$$

Con este valor de ϵ_x se itera hasta obtener el valor de Θ , dando un valor de:

$$\Theta = 26.5^\circ$$

AL valor de $\Theta = 26.5^\circ$ le corresponde un valor de $\beta = 2.23$, como se explicó en secciones anteriores.

Con los valores de Θ y β obtenidos anteriormente y utilizando las ecuaciones calculamos el valor de la resistencia del acero y del concreto V_s y V_c respectivamente, se obtuvo los valores siguientes:

$$V_s = 1370773.94 \text{ N}$$

$$V_c = 343586.95 \text{ N}$$

Ahora con la ecuación se obtienes el valor de V_n , dando un valor de:

$$V_n = 1776286.37 \text{ N}$$

Con el valor de V_n se verifica que cumpla la condición $V_u < 0.9V_n$

En este caso cumple, por lo tanto la armadura transversal y la separación de la misma que se asumió esta correcta.

Para las secciones ubicadas a 0.05m y 20 m del apoyo se realiza el mismo procedimiento, los resultados obtenidos se indican en las tablas 3.20 y 3.21:

Distancia desde la cara del apoyo	Mn (N.mm)	dv (mm)	Vp (N)	bv (mm)	Vu (N)	Mu (N. mm)	vu/fc	ϵ_x	β	Θ grados
0.05 m	4187776639	1584.00	66815.22	650	2393621.94	7311974519	0.0733	0.1879	2.23	26.44
1.51 m	5389086662	1584.00	61925.49	200	1595200.06	8946896044	0.1573	0.1946	2.23	26.5
20 m	13173366256	1584.00	0	200	1249216.70	1.9722E+10	0.1276	0.1216	2.23	173.50

Tabla 5-20 Parámetros para determinar V_c , V_s y V_n

Distancia desde la cara del apoyo	V_c (N)	V_s (N)	V_p (N)	V_n (N)	Acero asumido
0.05 m	1116657.57	2060822.55	66815.22	3244295.34	Cumple



1.50 m	343586.95	1370773.94	61925.49	1776286.37	Cumple
20 m	343586.95	3002922.53	0.00	3346509.48	Cumple

Tabla 5-21 Valores de V_c , V_s , V_n y verificación del diseño a cortante

En la tabla 3.22 se indica los estribos y separación correspondiente que se obtuvieron:

Resumen de estribos		
Tramos de viga (m)	\varnothing (mm)	S (cm)
0-1.50	10	10
1.50- 8	10	12
8-12	10	15
12-16	10	20
16-20	10	25

Tabla 5-22 Armadura transversal requerida por cortante

5.2.7 Cortante friccional

Como ya se mencionó previamente la viga y la losa pueden trabajar como una sola sección compuesta siempre que se asegure una adecuada adherencia entre los 2 elementos. Por lo cual es necesario, en el plano de unión de la viga con la losa, revisar la transferencia al corte para evitar que el elemento falle por dicho plano.

Los estribos del alma de la viga serán traslapados hasta la losa con el objetivo de que resistan los esfuerzos producidos por corte friccional. Debido a que la mayor fuerza de corte friccional se produce en los apoyos, se verificará en ésta sección en la cual el área de los estribos calculada en la sección anterior es: 31.42 cm^2 .

La cortante que actúa en la sección de la viga es de:

$$V_Q = \frac{V_u}{bd} = \frac{152 T}{1.40 \times 2.05} = 5.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Se conoce de resistencia de materiales que la cortante actuante en el plano de contacto es:



$$V_u = V_Q * A_{cv} = 5.3 * 140 * 100 = 74146 \text{ Kg}$$

Según la AASHTO la resistencia nominal al corte es:

$$V_n = cA_{cv} + \mu[A_{vf} * f_y + P_c]$$

Donde

V_n = resistencia nominal al corte

A_{cv} = área del hormigón que participa de la transferencia de corte

A_{vf} = área de la armadura de corte que atraviesa el plano de corte

f_y = tensión de fluencia de la armadura

c = factor de cohesión q es igual a 0.17 MPa

μ = coeficiente de fricción que es igual a 0.7λ

λ = Para hormigón de densidad normal 1.00

P_c = fuerza de compresión permanente neta normal al plano de corte; si la fuerza es de tracción $P_c = 0,0$ (N)

f'_c = resistencia especificada del hormigón más débil a 28 días

Remplazando términos en la ecuación anterior, para un metro de losa, sería

$$V_n = 0.17 * 1.4 \text{ m} * 100 + 0.17[31.42 * 4200 + 1]$$

$$V_n = 156209 \text{ Kg}$$

$$\phi V_n = 0.9 * 156209 = 140588 \text{ Kg} > V_u = 74146 \text{ Kg}$$

Con lo cual se confirma que la losa colabora adecuadamente con la viga.



5.2.8 Diseño de las zonas de anclaje

Para el diseño de las zonas de anclaje es necesario conocer los datos de la tabla 3.23.

Datos		
f_y	4200	Kg/cm ²
f_s	3360	Kg/cm ²
b	65	cm
h	200	cm
P_i	758667	Kg/cm ²
e	3	Cm
σ_i	-63.61	Kg/cm ²
σ_s	-53.11	Kg/cm ²
Dis P_i	1.4	m

Tabla 5-23 Datos preliminares para el diseño de la zona de anclaje

El diseño se realiza en una sección a una distancia $x=20$ m medida desde el centro de la luz, donde la excentricidad de los tendones, la cual se obtuvo con la ecuación de los tendones obtenida en la sección de diseño cortante 3.2.6.

En primer lugar la altura de la viga ($h=200$ cm) se dividió en incrementos de 10 cm. Y se asumió que, en el centro de cada incremento, el esfuerzo actúa uniformemente en toda la altura de dicho incremento. Para determinar éstos esfuerzos se utilizó la ecuación 2.1 y 2.2.

Luego se determinó los momentos generados por los esfuerzos y la fuerza de los tendones en cada incremento.

En la tabla 3.24 se indica los valores obtenidos.



Distancia desde la parte inferior (cm)	Esfuerzos (kg/cm ²)	Fuerza debida a los esfuerzos (Kg)	Momento de los esfuerzos en el concreto (Kg.m)	Momento de la fuerza Pretensora (Kg.m)	Momento neto (Kg.m)
0	63.61		0	0	0
20	63.09	82012	820119	0	820119
40	62.04	80646	3266819	0	3266819
60	60.99	79281	7312788	0	7312788
80	59.93	77915	12930715	0	12930715
100	58.88	76549	20093287	0	20093287
104			21678900	0	21678900
120	57.83	75184	28773192	-12138667	16634525
140	56.78	73818	38943119	-27312000	11631119
160	55.73	72453	50575755	-42485333	8090421
180	54.68	71087	63643788	-57658667	5985121
200	53.63	69721	78119907	-72832000	5287907

Tabla 5-24 Momentos debido a la fuerza de postensado y esfuerzos en el concreto

De la tabla anterior obtenemos que el máximo momento se genera en la altura de 104 cm.

Se asume que el centroide de las fuerzas en los estribos, dentro de la distancia $0.5h = 1$, es $x = 50$ cm. Reemplazando los valores anteriores en la ecuación 2.36 se obtiene la fuerza de tensión T:

$$T = \frac{21678900}{200 - 50}$$

$$T = 144526 \text{ Kg}$$

Ahora, utilizando la ecuación 2.37 se determina la cantidad de acero en la zona de astillamiento, dando un valor de:

$$A_t = \frac{144526}{3360}$$

$$A_t = 43.01 \text{ cm}^2$$



Para un área de 43.01 cm², se requiere 19 estribos de diámetro de 12 mm. Los estribos se colocarán cada 5 cm para cumplir que el centroide de los mismos quede a 50 cm.

5.3 DISEÑO DE DIAFRAGMA

Los diafragmas son vigas transversales que se colocan en los extremos de la sección de la viga principal, y que ofrecen arriostramiento adicional con el objetivo de mantener su geometría y ayudar a resistir fuerzas laterales. Generalmente se sitúan en los apoyos y en puntos intermedios de la luz de la viga. La norma AASHTO sugiere que se coloque en intervalos menores a 12.2 m.

Los diafragmas se diseñan mediante el método LRFD, (descrito en la sección 2.11.2) para vigas de hormigón armado.

Suposiciones de diseño

Hormigón $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Sección transversal:

$$h = 110 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

Recubrimiento acero $r = 5 \text{ cm}$

Obtención de momentos de diseño

- **Carga muerta**

En la tabla 3.25 se muestra el cálculo de las cargas muertas y momentos en el eje A debido al volado

CARGAS MUERTAS DEL VOLADO							
	H	b	l voladizo	PESO ESPECIFICO	Carga	d	momento
LOSA	0.2	0.2	1.18	2400 kg/cm ³	113.28	0.59	67 Kg*m
BARANDA		0.25		487 Kg/m	121.75	1.05	128 Kg*m
				Total	235.03		195 Kg*m

Tabla 5-25 Cargas muertas y momentos debido al volado

Carga distribuida debido a peso propio del diafragma



$$W_{pp}=0.2 \times 1.1 \times 2400 = 528 \text{ Kg/m}$$

De tal manera que las cargas en la viga hiperestática se muestran en la figura 3.20.

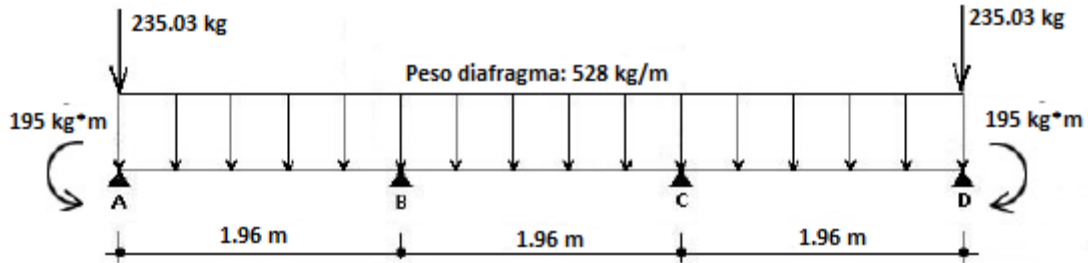


Figura 5-20 Cargas muertas en la viga diafragma

Con la ayuda de la herramienta Ram Advance se resuelve la viga hiperestática. En las figuras 3.21 y 3.22 se muestra el diagrama de momentos y cortante respectivamente.

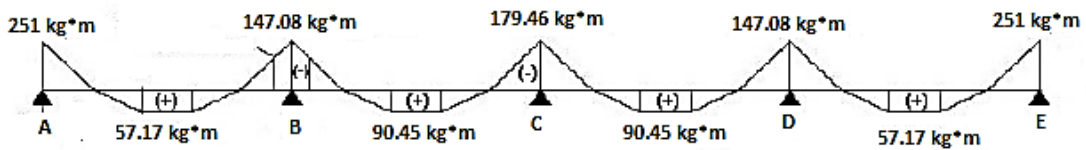


Figura 5-21 Diagrama de momentos debidos a cargas muertas

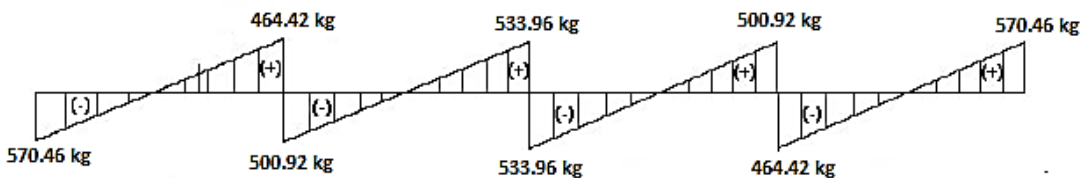


Figura 5-22 Diagrama de cortante debido a cargas muertas

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

Con el momento por carga viva determinado en el cálculo de la losa y la consideración de los factores de presencia múltiple y carga dinámica en estado límite de resistencia, considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva se obtiene el momento ultimo por carga viva. En la tabla 3.26 se puede observar la obtención de los momentos últimos tanto positivos como negativos.



CARGA VIVA		
	M (-)	M (+)
Carga	1.06 T.m	2.3 T.m
FC Dinámica	1.33 T.m	1.33 T.m
F presencia múltiple	1.2 T.m	1.2 T.m
Total	1.69 T.m	3.67 T.m

Tabla 5-26 Momentos debido a carga viva

Combinación crítica:

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = nDnRnI = 1$,

$$Mu = n [1.25 MDC + 1.75 M(LL+IM)]$$

En la tabla 3.27 se muestra un cuadro resumen de los momentos de diseño.

Carga	M (-)	M (+)	Factor	Mu (-) superior	Mu (+) inferior
C. Muerta	0.25	0.09	1.25	0.31 T*m	0.11 T*m
C. Viva	1.69	3.67	1.75	2.96 T*m	6.42 T*m
			TOTAL	3.27 T*m	6.54 T*m

Tabla 5-27 Momentos de diseño

Calculo del acero principal

Utilizando como acero principal dos varillas de $\phi = 10$ mm colocado debajo del acero de la losa ($\phi = 14$ mm), estribos 8 mm y recubrimiento $r = 5.0$ cm se realiza el cálculo del acero superior e inferior mostrado en las tablas 3.28 y 3.29.

Acero negativo (Superior)	
losa ϕ	14.00 mm
estribo ϕ	8.00 mm
# aceros	2.00
As ϕ	12.00 mm
área As	2.26 cm ²
d	102.20 cm
a	1.39
ϕ Mn	8.65 t*m
As min	0.68 cm ²

Tabla 5-28 Cálculo del acero superior para el diafragma



Acero positivo (inferior)	
losa ϕ	14 mm
estribo ϕ	8 mm
# aceros	2
As ϕ	12 mm
área As	2.26 cm ²
d	102.2 cm
a	1.99 cm ²
ϕM_n	8.65 t*m

Tabla 5-29 Cálculo del acero inferior para el diafragma

Como se puede observar M_u es menor que ϕM_n resistente por lo que el diseño se considera adecuado.

$$M_U = 3.27 T * m < \phi M_n = 8.65 T * m$$

$$M_U = 6.54 T * m < \phi M_n = 8.65 T * m$$

Adicionalmente se observa que el área de acero supuesta es mayor que la cuantía mínima $A_{s\ min} = 0.0033 b*d$.

Armadura por contracción y temperatura

En la norma AASTHO se especifica que debido al peralte del diafragma en las caras laterales la armadura mínima por contracción y temperatura es:

$$A_{s\ min} = 0.0018 A_g \text{ [cm}^2\text{, con } f \text{ 4200kg /cm}^2\text{]}$$

Armadura de contracción y temperatura	
Asmin	3.24 cm ²
Asmin /cara	1.62 cm ³
As ϕ	10 mm
#	5
As	3.92699
Smax	60 cm
Smax	45 cm

Tabla 5-30 Cálculo del acero contracción y temperatura



6 MODELADO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE NARANJAL 1

Con el objetivo de realizar un análisis comparativo, se modeló un tramo del puente Naranjal 1, mediante el software CSI Bridge.

A continuación se presenta el proceso para el modelado.

1) Características del puente Naranjal 1

La sección del puente que se utiliza para el modelado se muestra en la figura 4.1

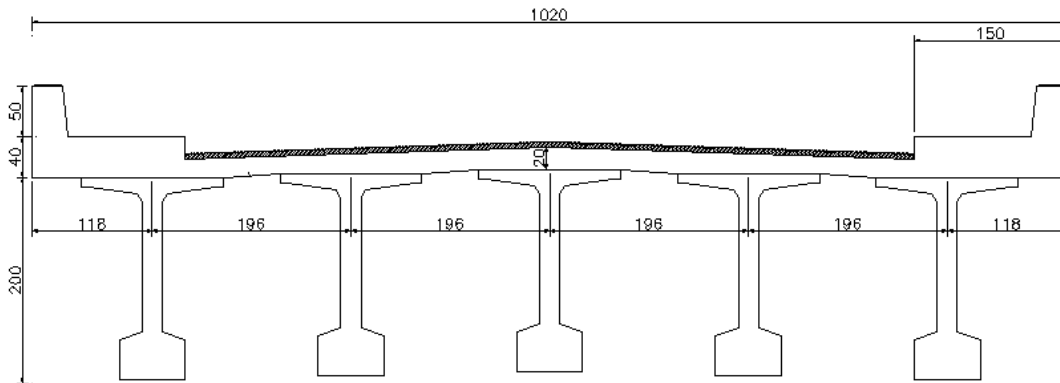


Figura 6-1 Sección transversal del puente

La sección transversal de las vigas se muestra en la figura 4.2

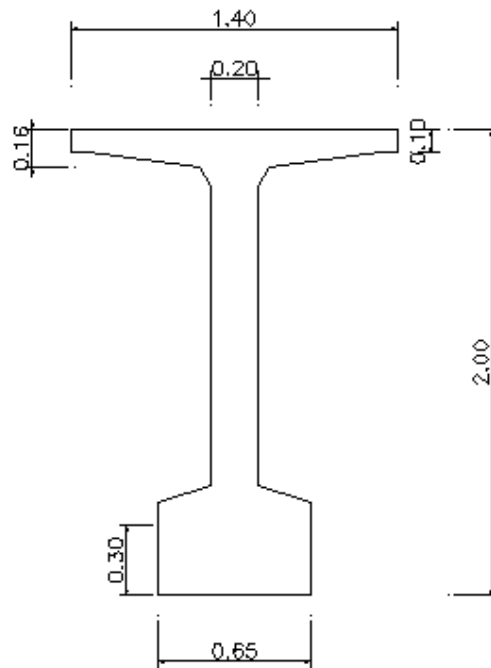


Figura 6-2 Sección de la viga I

En primer lugar se crean los carriles del puente como se observa en la figura 4.3

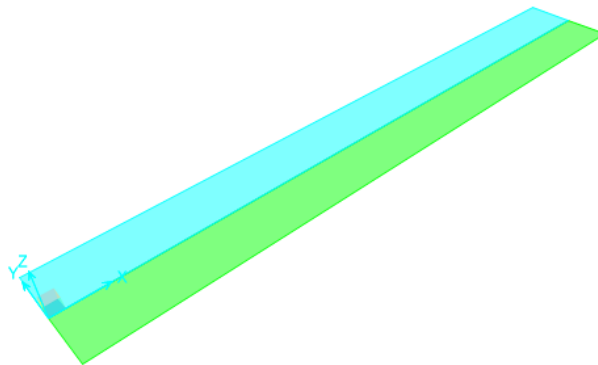


Figura 6-3 Carriles de diseño

A continuación se crea la sección de la losa como se indica en la figura 4.4

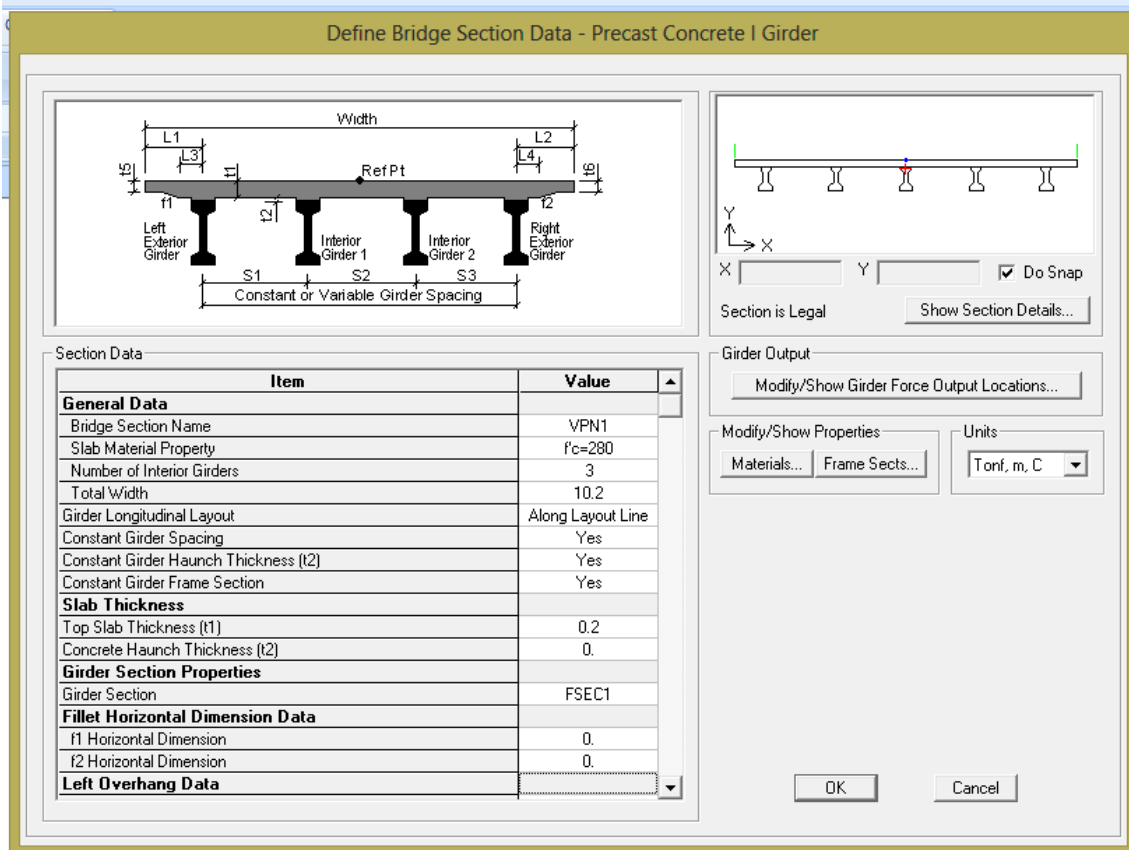


Figura 6-4 Ingreso de los datos de la losa

En la figura 4.5 se muestra la sección de la losa de dos carriles y vereda.

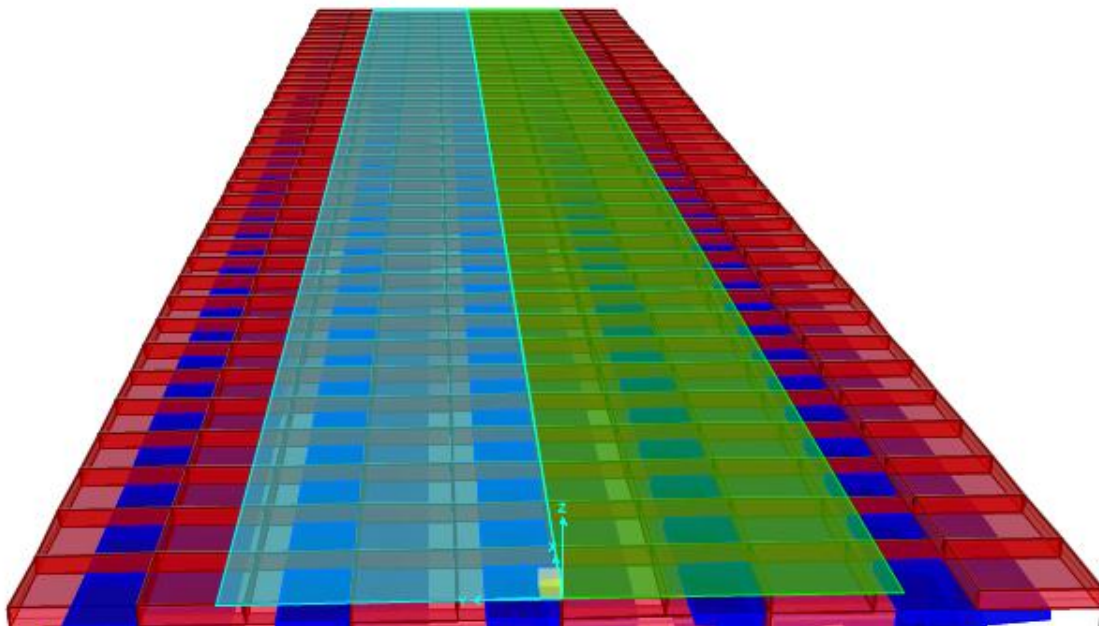


Figura 6-5 Representación de la losa y vereda



Ahora se crea la sección de las vigas postensadas. En la figura 4.6 se muestra ésta sección.

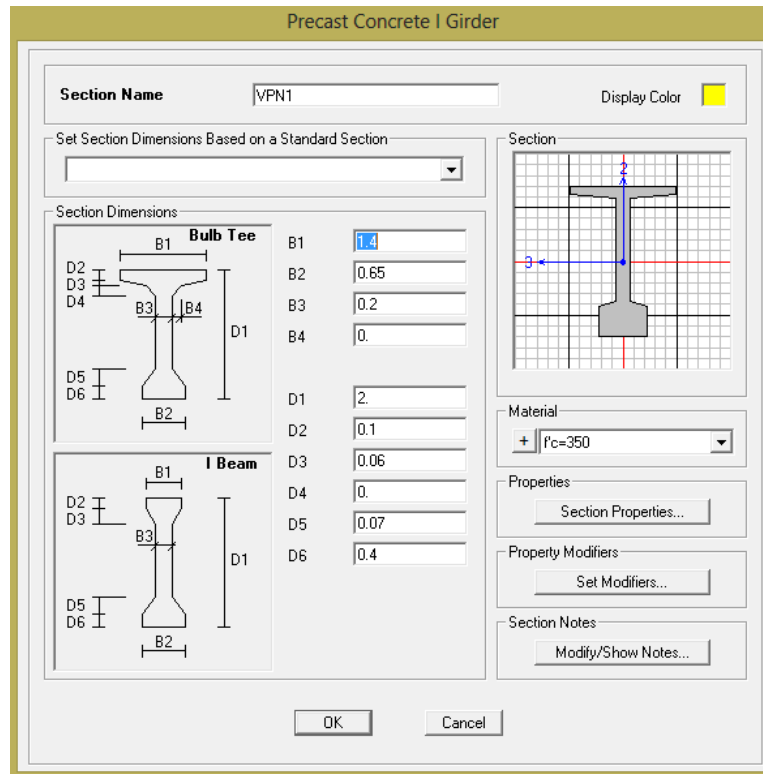


Figura 6-6 Ingreso de las características de la viga

En la figura 4.7 se indica la sección compuesta viga-losa.

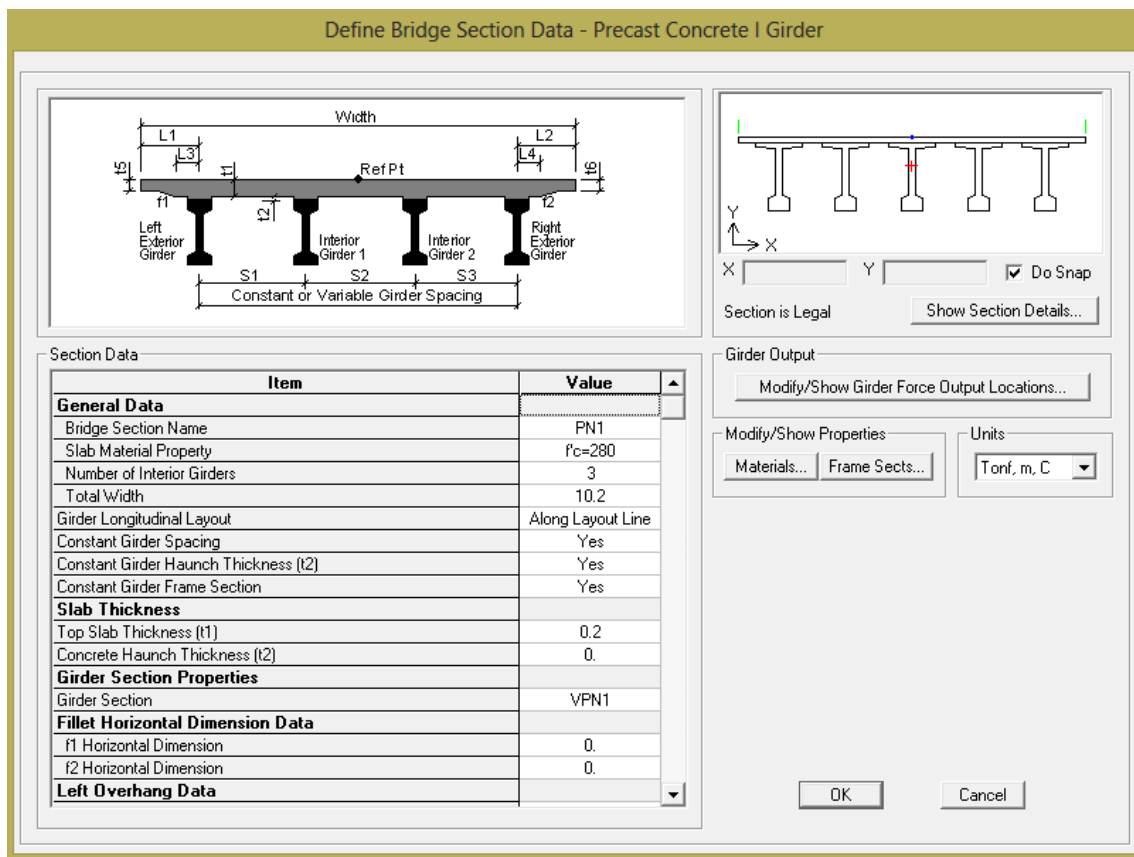


Figura 6-7 Ingreso de las características de la viga y losa

2) Materiales

Para el diseño del puente se escogieron los siguientes materiales

Hormigón:

- $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ para vigas postensadas
- $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ para la losa

Acero de refuerzo

Se utiliza $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ para el acero de refuerzo para el programa se utiliza la norma ASTM A615 Gr 60 para obtener éste esfuerzo de fluencia.

Acero de preesfuerzo

Se utiliza $f_y = 18726 \text{ kg/cm}^2$ para el acero de preesfuerzo, la norma ASTM A 416 Gr 270 es la que da este esfuerzo de fluencia.

3) Cargas sobre el puente



Las cargas permanentes que se utilizan se muestran a continuación.

- **Baranda**, en la figura 4.8 se muestra la carga de 435 Kg/m de la baranda sobre la vereda.

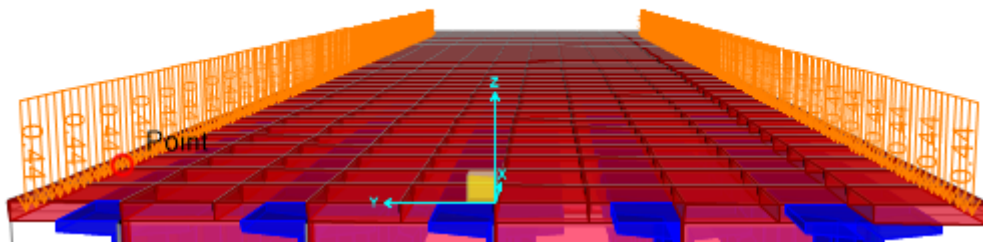


Figura 6-8 Modelado de la cargas de la baranda

- **Vereda**, en la figura 4.9 se muestra la carga de 480 Kg/m² de la vereda sobre la losa.

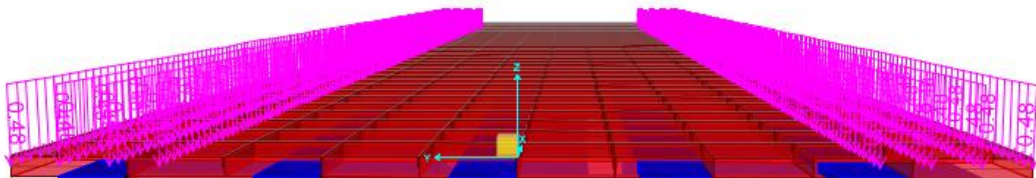


Figura 6-9 Modelado de las cargas de la vereda

- **Asfalto**, en la figura 4.10 se muestra la carga de 110 Kg/m² del asfalto sobre la losa.

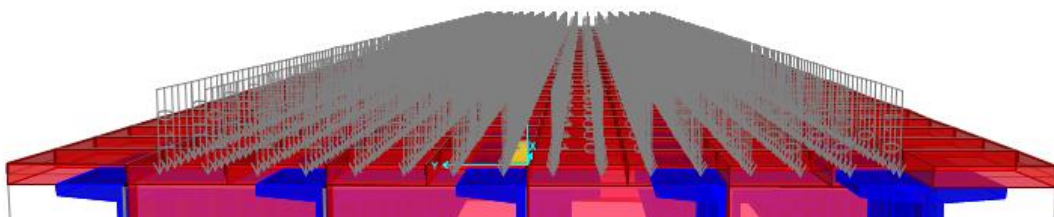


Figura 6-10 Modelado de las cargas debido al asfalto



La sobrecarga que se utiliza para el modelo es la siguiente:

- **HL-93K-1** que incluye la carga de carril de diseño y el incremento de carga dinámica. En la figura 4.11 indica el ingreso de la misma.

The screenshot shows a 'Vehicle Data' dialog box with the following fields and settings:

- Vehicle Name: HL-93K-1
- Type: Standard Vehicle
- Conversion:
- Data Definition:
 - Region: United States
 - Standard: AASHTO
 - Vehicle Type: HL-93K
 - Scale Factor: (empty)
 - Dynamic Allowance: 33
 - Class: (empty)
- Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)
- Buttons: OK, Cancel

Figura 6-11 Camión de diseño HL-93K

- **HL -93M** que incluye la carga de carril de diseño y el incremento por carga dinámica, como se puede observar en la figura 4.12



The image shows a software dialog box titled "Vehicle Data". It contains several input fields and options:

- Vehicle Name:** HL-93M-1
- Type:** Radio buttons for "General Vehicle" (unselected) and "Standard Vehicle" (selected).
- Conversion:** A button labeled "Show As General Vehicle" and another labeled "Convert To General Vehicle".
- Data Definition:** A group of fields including:
 - Region:** United States (dropdown menu)
 - Standard:** AASHTO (dropdown menu)
 - Vehicle Type:** HL-93M (dropdown menu)
 - Scale Factor:** (empty text field)
 - Dynamic Allowance:** 33 (text field)
 - Class:** (empty text field)
- Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction):** An unchecked checkbox.
- Buttons:** "OK" and "Cancel" at the bottom.

Figura 6-12 Tándem de diseño HL-93M

4) Combinación de cargas

El diseño se lo va a realizar mediante el método elástico, utilizando las cargas permanentes y sobrecargas explicadas anteriormente. En la figura 4.13 se muestra como se define la combinación de cargas.



Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
VEREDA	Linear Static	1.
BARANDA	Linear Static	1.
DEAD	Linear Static	1.
LL	Moving Load	1.
Dw	Linear Static	1.
PL	Linear Static	1.
PRESSTRES	Linear Static	1.
VEREDA	Linear Static	1.

Figura 6-13 Combinación de carga para el método elástico

5) Diafragmas

Se utilizan diafragmas de 20cm de ancho, en la figura 4.14 se muestra como se crean en el programa.



Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name: DiafragmaPN1

Units: Tonf, m, C

Select Diaphragm Type

- Solid (Applies to Concrete Bridges Only)
- Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)
- Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)

Solid Diaphragm Parameters

Diaphragm Thickness: 0.2

OK Cancel

Figura 6-14 Diafragma de sección 20x20 cm

Se define cinco diafragmas, los tres intermedios se designan como se muestra en la figura 4.15 mientras que los dos diafragmas de los extremos se designan cuando se definan los apoyos en la siguiente sección.

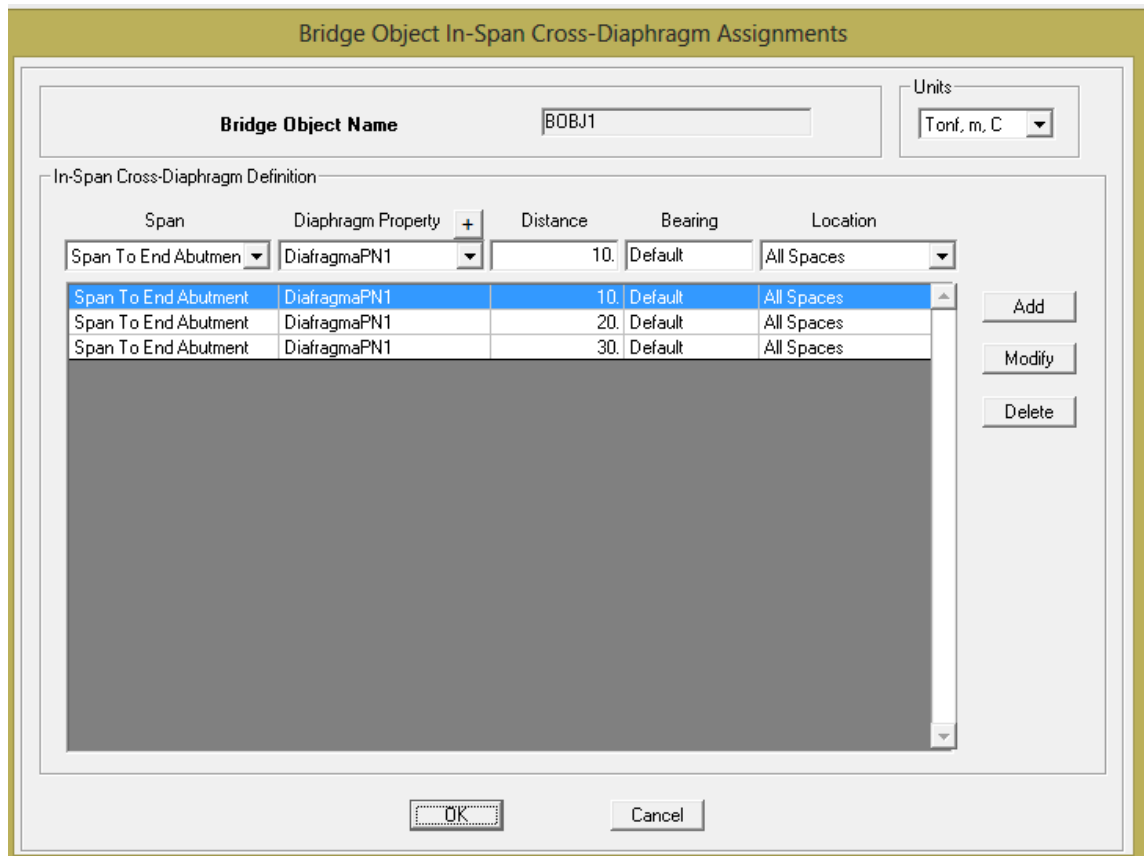


Figura 6-15 Ubicación de diafragmas intermedios cada 10 m.

6) Apoyos de las vigas I

Para poder realizar el modelo se define los apoyos de las vigas, para esto se crean dos apoyos uno fijo y otro móvil.

Como se puede observar en la figura 4.16 en el apoyo fijo los tres desplazamientos están restringidos.



Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name **Units**

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

Figura 6-16 Apoyo con tres restricciones

Para el apoyo móvil se libera el movimiento a lo largo del eje del puente como se muestra en la figura 4.17.



Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name **Units**

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

Figura 6-17 Apoyo sin restricción en el eje longitudinal del puente.

Una vez creados los apoyos, se crea los estribos como se muestra en la figura 4.18.



Bridge Abutment Data

Bridge Abutment Name	<input type="text" value="Estribo"/>	Units	Tonf, m, C
Girder Support Condition			
<input type="radio"/> Integral			
<input checked="" type="radio"/> Connect to Girder Bottom Only			
Substructure Type			
<input type="radio"/> Foundation Spring			
<input checked="" type="radio"/> Continuous Beam (Continuously Supported)			
Section Property	+ <input type="text" value="Viga de apoyo"/>		
Beam Length	<input type="text" value="9"/>		
Foundation Spring			
Foundation Spring Property	+ <input type="text" value="Fixed"/>		
Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.			
<input type="button" value="OK"/>		<input type="button" value="Cancel"/>	

Figura 6-18 Creación de estribos

Al estribo lo vamos a definir como una viga de apoyo, de concreto, con una longitud de 9 m y cuya sección se muestra en la figura 4.19.

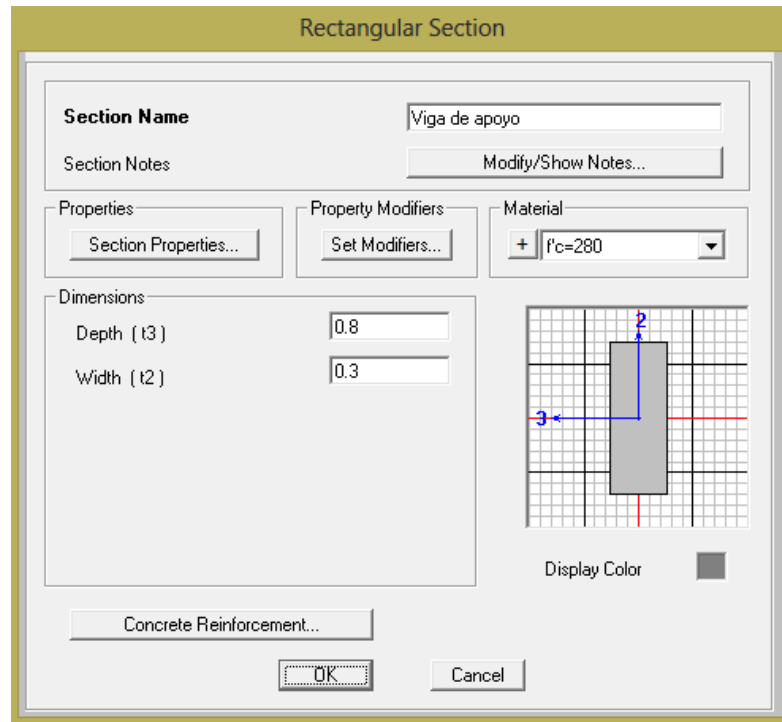


Figura 6-19 Viga de apoyo de 30x80 cm

Ahora se le designa a un estribo como apoyo fijo como se muestra en la figura 4.20. En la misma figura se designa un diafragma al extremo de las vigas.

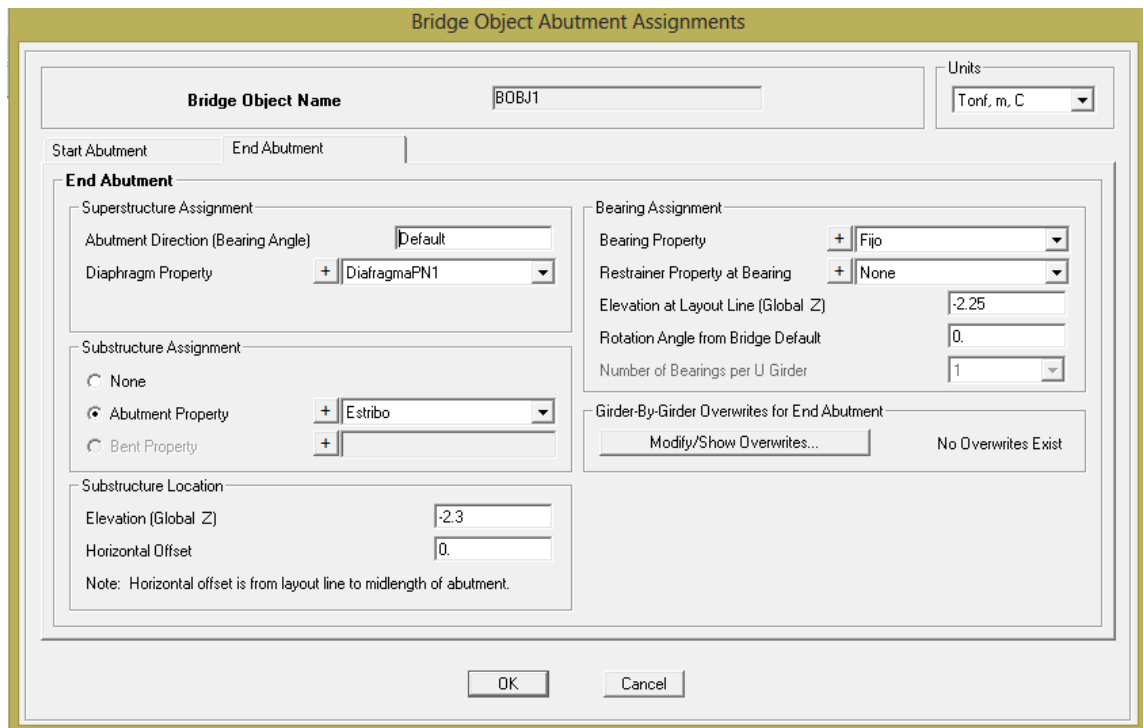


Figura 6-20 Apoyo con tres restricciones



Y al otro estribo se le designa como apoyo móvil como se muestra en la figura 4.21, aquí también se designa un diafragma al extremo.

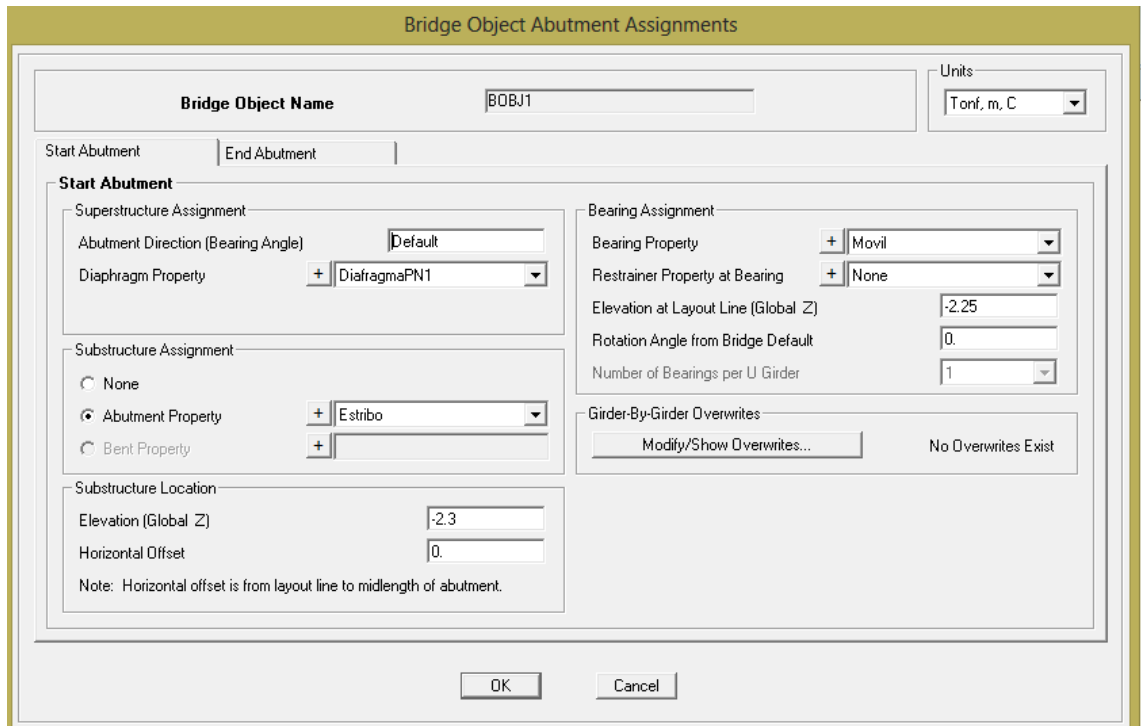


Figura 6-21 Apoyo sin restricción en el eje longitudinal del puente

7) Secciones de la superestructura

En la figura 4.22 se observa la sección de la superestructura para el modelado. Se indica la losa, las vigas postensadas I, los tendones y los apoyos de las vigas.

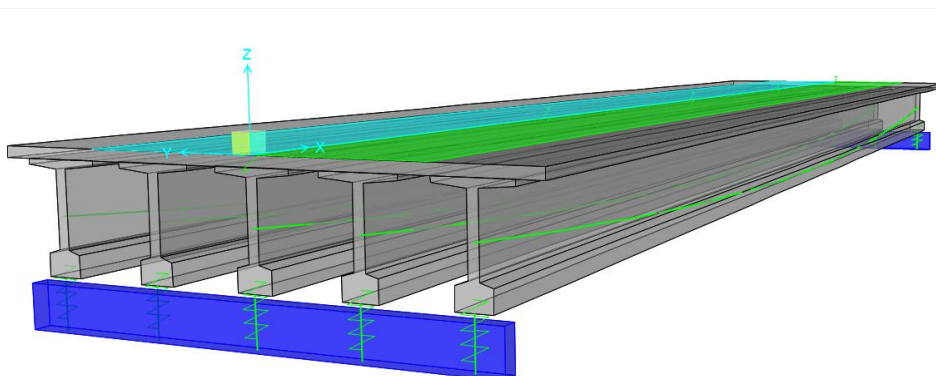


Figura 6-22 Modelado de la superestructura del puente



8) Vigas postensadas

La sección de la viga postensada la definimos anteriormente, ahora se define los tendones de preesfuerzo, en la figura 4.23 se muestra como se ingresan los datos de la fuerza de postensado de 760 T en nuestro caso y características de la viga como el área de la misma.

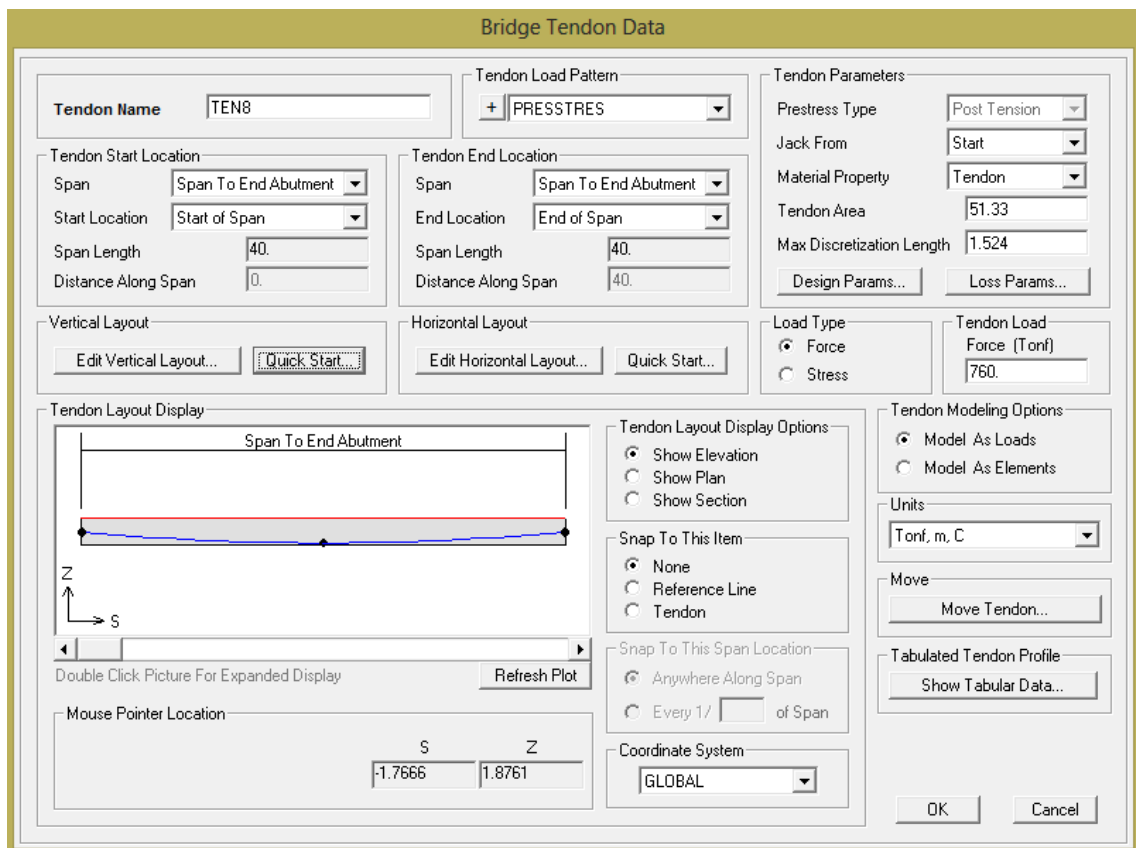


Figura 6-23 Ingreso de las características del tendón de preesfuerzo

En la figura 4.24 se indica la trayectoria que se elige para los cables de postensado.

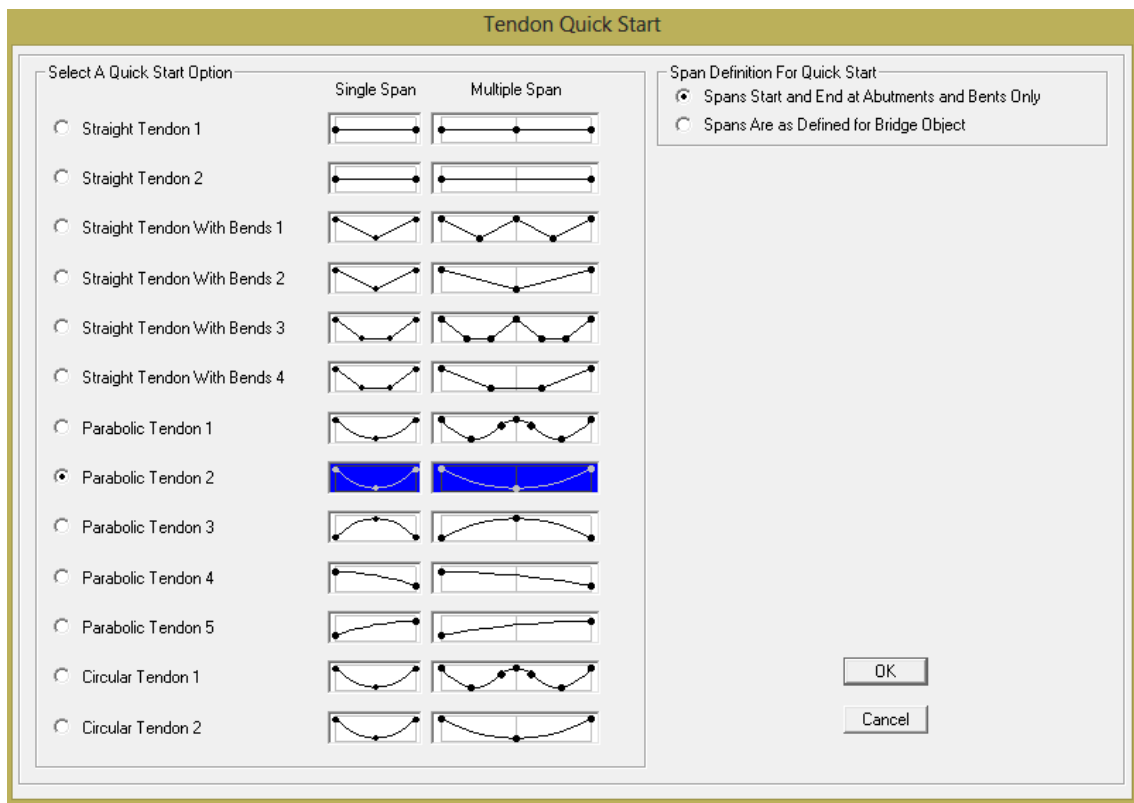


Figura 6-24 Trayectoria del tendón de preesfuerzo

En la figura 4.25 se indica la posición inicial del puente y se muestra la sección de las vigas con los cables de postensado.

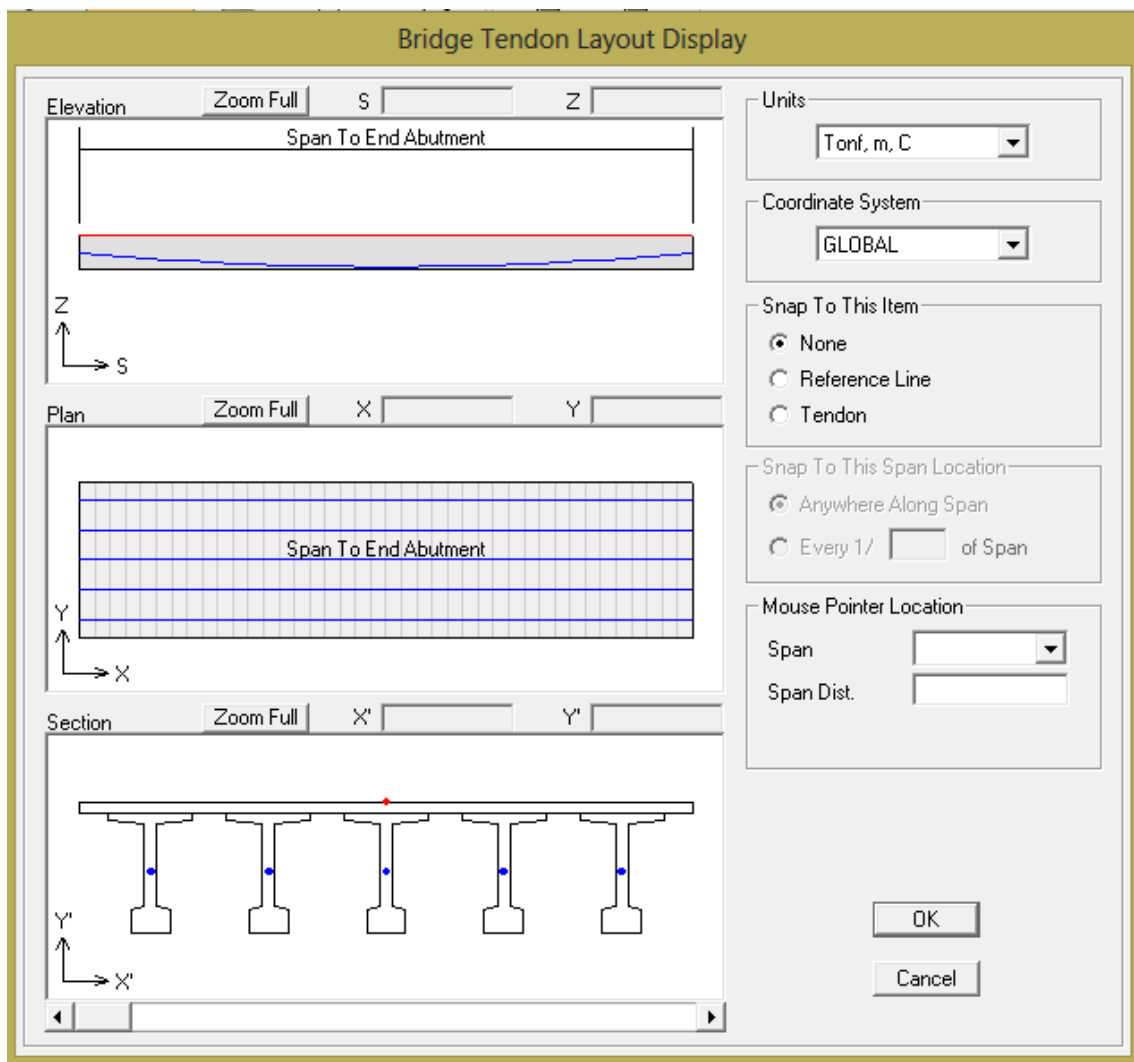


Figura 6-25 Ubicación de los tendones de preesfuerzo en los apoyos

En la figura 4.26 se indica la sección de las vigas y los cables de postensado en la mitad del puente.

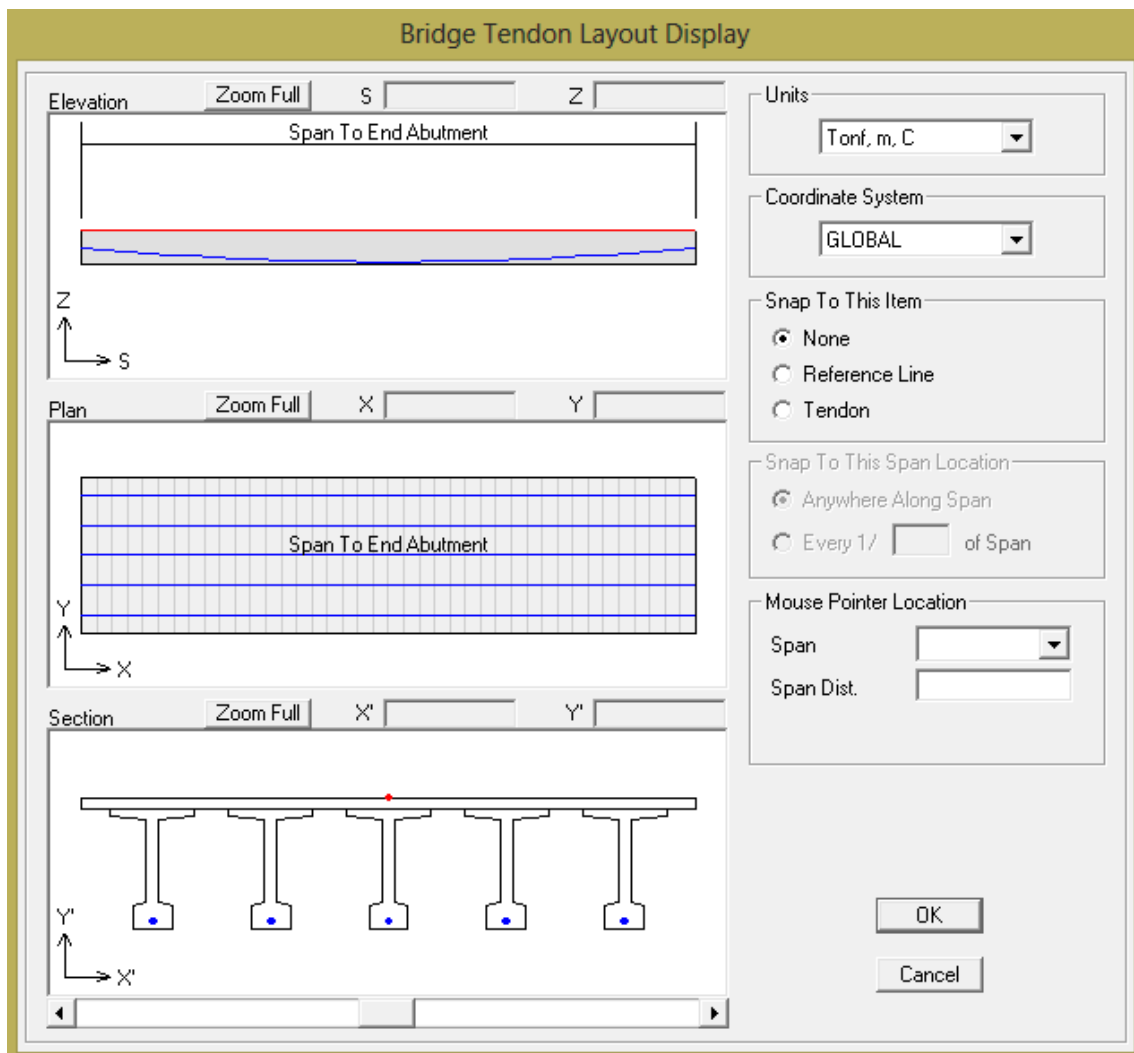


Figura 6-26 Ubicación de los tendones de preesfuerzo en el centro de la luz

En la figura 4.27 se muestra una vista lateral de los cables de preesfuerzo

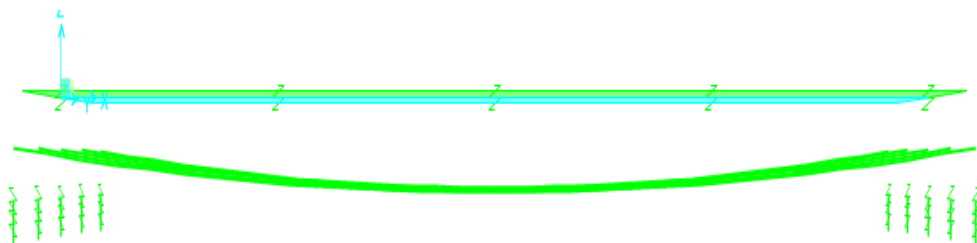


Figura 6-27 Vista lateral de los cables de preesfuerzo



9) Análisis

Una vez definidos las cargas y elementos del puente se procede a correr el programa. En las figuras 4.28 y 4.29 se muestra como quedó definido el puente.

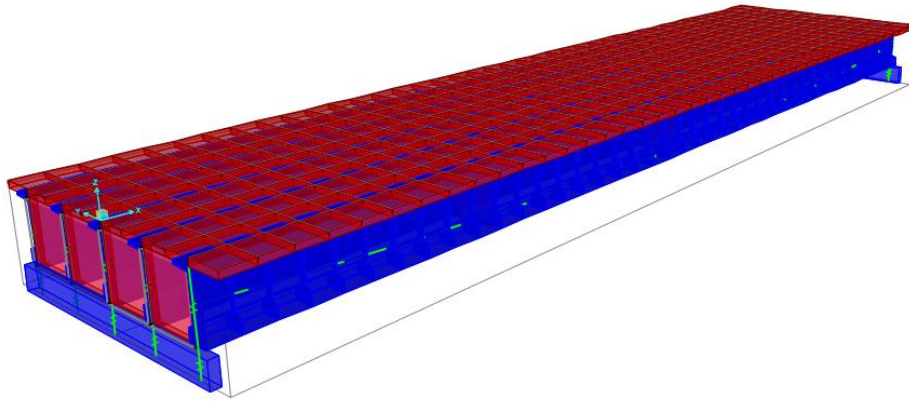


Figura 6-28 Superestructura del puente y apoyos

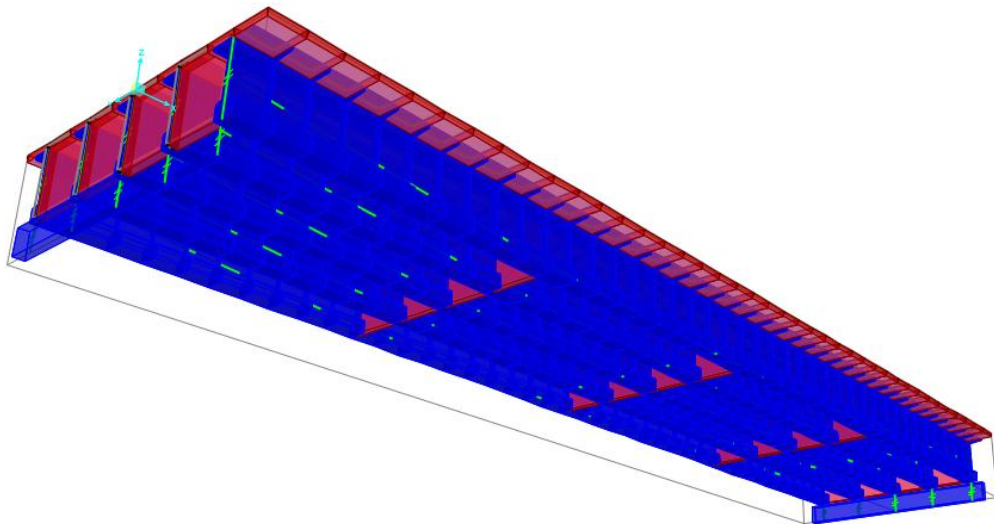


Figura 6-29 Superestructura, visualización de los diafragmas

En la figura 4.30 se muestra como queda el puente luego de correr el programa.

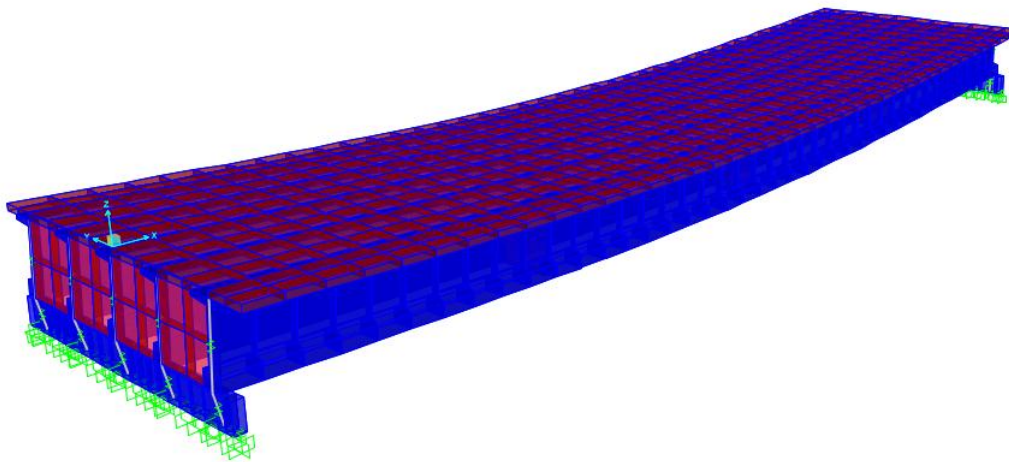


Figura 6-30 Deformación del puente luego del análisis

En la figura 4.31 se muestra los momentos generados en la viga interior.

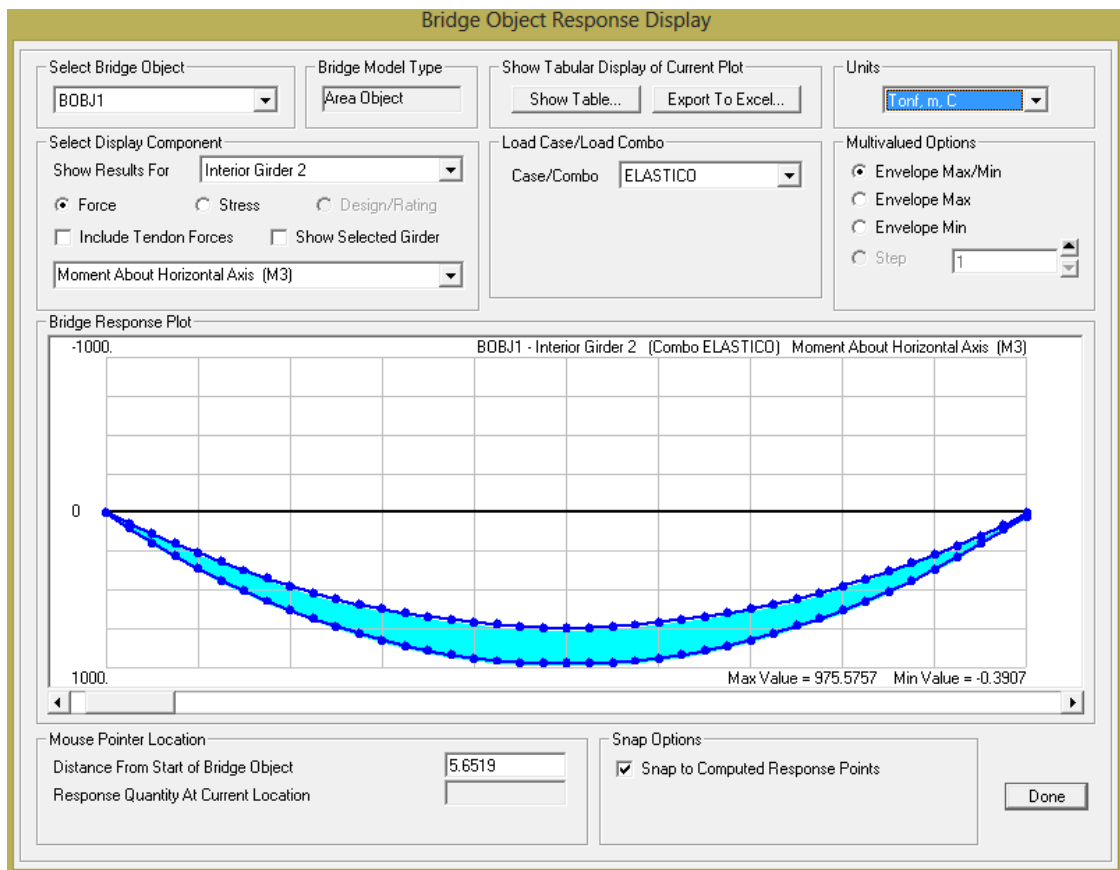


Figura 6-31 Momento máximo obtenido en la viga interior

Como se puede observar en la figura anterior el momento máximo en la viga intermedia del puente es 975.57 T.m



En la figura 4.32 se muestra el momento máximo de una viga exterior dando un valor de 1000 T.m

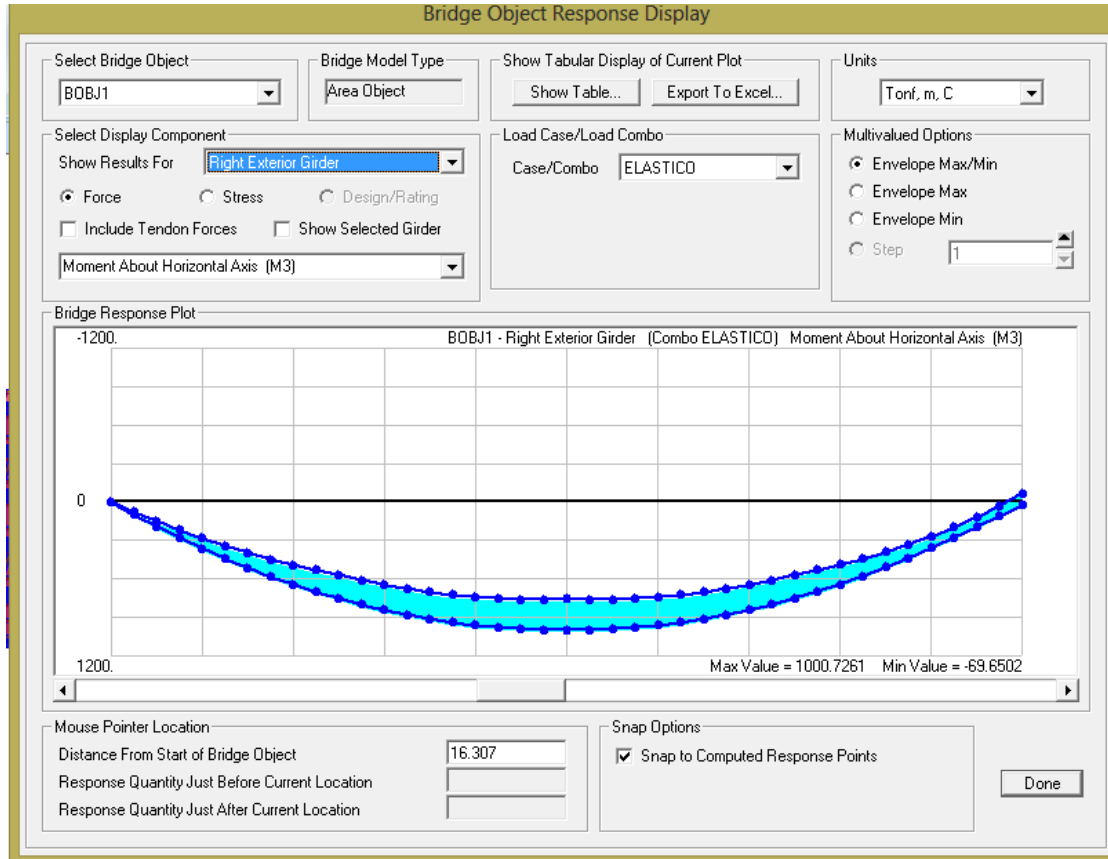


Figura 6-32 Momento máximo obtenido en la viga exterior

En la figura 4.33 se muestra las deflexiones en la mitad del puente, dando un valor de 18.49 mm.

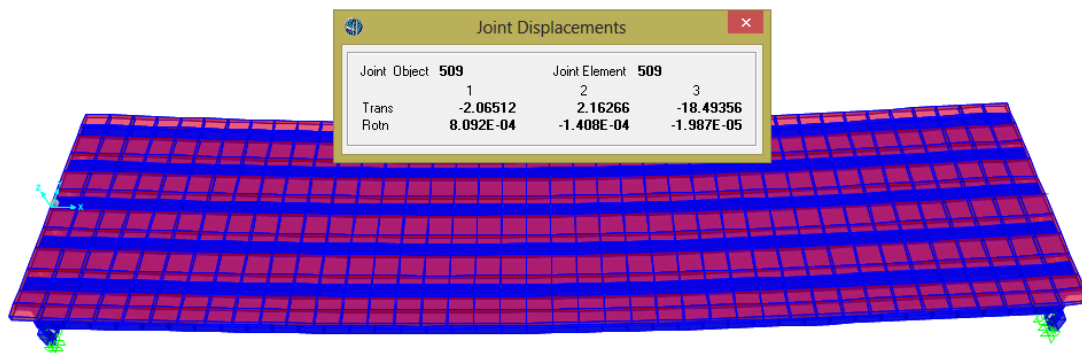


Figura 6-33 Deflexión obtenida en la mitad del puente



7 RESULTADO Y DISCUSIONES

7.1 LOSA

La armadura para la losa obtenida en el diseño se muestra en la tabla 5.1

Resultados								
Losa		Armadura principal (Perpendicular al tráfico)		Armadura en el voladizo		Armadura secundaria (Paralela al tráfico)		Armadura de retracción y fraguado
		Acero superior	Acero inferior	Acero superior	Acero inferior	Acero inferior		
	φ (mm)	10	14	10	14	10		10
	s (cm)	20	20	20	20	15		15
	r (cm)	4	4	4	4	5		3.5

Tabla 7-1 Armadura de la losa

7.2 VIGAS EN POSTENSADO

Mediante un análisis estático y bajo la normativa AASHTO, se determinó el momento máximo actuante en la viga, cuyo valor es:

$$M = 1100 \text{ kg.m}$$

Mientras que al realiza un modelado en el software CSI Bridge se obtuvo un valor de:

$$M = 1000 \text{ kg.m}$$

La diferencia entre los dos resultados obtenidos es del 10 %, por lo que se considera que el análisis es correcto.

La fuerza de pretensado necesaria para las cargas actuantes es:

$$P_e = 570 \text{ T.}$$

$$\text{Pérdidas} = 25\%$$

$$P_i = 760 \text{ T.}$$

El acero de preesfuerzo requerido se muestra en la tabla 5.2.



TOTAL ACERO DE PRESFUERZO	
# de alambres	7
Grado	270
ϕ torones	12.70 cm
Área	0.987 cm ²
f_y	18726 kg/cm ²
σ admisible	14981 kg/cm ²
# de torones	52
# torones/cabl	11
# de cables	5

Tabla 7-2 Acero de preesfuerzo

De tal manera que la fuerza aplicada en cada cable es 152 T.

7.3 DIAFRAGMA

En la tabla 5.3 se muestra la armadura necesaria para el diafragma.

	Acero superior	Acero inferior	Estribos
ϕ (mm)	12	12	8
s (cm)	10	10	15
r (cm)	5	5	3.5

Tabla 7-3 Armadura del diafragma



8 CONCLUSIONES

Durante el desarrollo de la presente tesis se observó que el hormigón postensado permite cubrir grandes luces, en nuestro caso se salvó una luz de 40 m. Sin embargo, según la bibliografía revisada se puede cubrir luces de hasta 45 m. Lo que representa una mejor solución para elementos que requieren grandes luces. Adicionalmente, el preesforzado reduce la fisuración de los elementos, aumentando su vida útil.

La tecnología del postensado presenta una ventaja frente al pretensado ya que es posible dar la trayectoria adecuada a los tendones, como es el caso de la viga simplemente apoyada de la superestructura del puente desarrollado en esta tesis. En la cual las cargas exteriores generan momento con trayectoria parabólica con un máximo valor en el centro de la viga. Pudiendo el postensado contrarrestar exactamente las solicitaciones del elemento ya que a los tendones se les puede colocar con la misma trayectoria que dicho momento. Además, de esta forma se logra que los esfuerzos en los extremos de la viga no sean excesivos, lo que no ocurre en el pretensado.

El postensado presenta varias ventajas constructivas, en lo que se refiere a encofrado y mano de obra, debido a que la viga puede ser fundida a un lado de la obra, requiriendo poca mano de obra y sin la necesidad de elementos de apuntalamiento, disminuyendo así costos y tiempos de ejecución de obra. Adicionalmente, presenta la ventaja de que se puede usar los mismos encofrados varias veces.

A pesar de las ventajas que presenta el postensado, se debe considerar que se requiere de tecnología especial para el tensado y anclado de los cables, lo que podría incrementar los costos en el Ecuador ya que a pesar de que no es una técnica nueva, en nuestro medio no es muy empleada por lo que no se dispone fácilmente de dicha tecnología. Otro aspecto a considerar es que se debe garantizar materiales de alta resistencia, estando la resistencia del hormigón en el orden de $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ y la resistencia del acero alrededor de 18000 Kg/cm^2 .



9 BIBLIOGRAFÍA

- A. H. Allen (1981). Introducción al concreto presforzado.
- American Association of State Highway and Transportation Official (2004). AASHTO LRFD bridges design specifications (Washington, DC).
- American Concrete Institute (2008). Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S.08) y comentario.
- Arthur H. Nilson (1990). Diseño de estructuras de concreto presforzado (LIMUSA).
- Carlos Ramiro Vallecilla Bahena (2009). Puentes en concreto postensado, teoría y práctica.
- Carlos Ramiro Vallecilla Bahena Manual de puentes en concreto reforzado (2006).
- Gonzales Cuevas (2003). Análisis estructural (México: LIMUSA).
- Ing José Chacón Toral (1982). Introducción al uso y diseño del hormigón presforzado.
- Jairo Uribe Escamilla (2000). Análisis de estructuras (Ecoe).
- MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén (2010). Puentes con AASHTO LRFD 2010 (Perú).
- Merritt Frederick S., Loftin M. Kent, Ricketts Jonathan T (1999). Manual del ingeniero civil
- Normas del Ministerio de Obras públicas (MOP), 2002.
- Carrasco Castro Fabián (2010). Hormigón pretensado (Universidad de Cuenca).



10 ANEXOS

10.1 Obtención cargas de diseño

Luz viga	40 m						
Separacion er	1.96 m						
CARGA MUERTA							
CARGA MUERTA DISTRIBUIDA							
	Peso Especifico	Ancho	Espesor	Peso /m			
Elementos adicionales				435 kg/m			
Asfalto	2200 kg/m ³	1.96 m	0.05 m	216 kg/m			
Losa	2400 kg/m ³	1.96 m	0.20 m	941 kg/m			
Viga	2400 kg/m ³	Area	0.75 m	1804 kg/m			
			Total	3396 kg/m			
CARGA MUERTA PUNTUAL							
	Ancho	Alto	Largo	Distancia	Reaccion A	Reaccion B	
Diafragma	0.20 m	2.00 m	1.76 m	0.00 m	1689.6	0	
Diafragma	0.20 m	2.00 m	1.76 m	10.00 m	1267.2	422.4	
Diafragma	0.20 m	2.00 m	1.76 m	20.00 m	844.8	844.8	
Diafragma	0.20 m	2.00 m	1.76 m	30.00 m	422.4	1267.2	
Diafragma	0.20 m	2.00 m	1.76 m	40.00 m	0	1689.6	
Factor de Distribucion							
		1.2	0.39				
		0	1				
		1.8	0.08				
		ley momentos	1.47				
tablero empa	1 carril		1.041988922				
	2 carriles		1.218837079				
	multiviga		0.556603409				



CARGA VIVA										
	Ejes	Distancia Eje	Separacion Transversal	Carga por rueda	Posición Respecto A	Momento Neto	Factor de Contribucion	Incremento por Carga Dinamica	Momento Total	Cortante Total
Camion de Diseño HS MOP	Delantero	0.00 m		2.50 T	24.9					
	Intermedio	4.20 m	1.80 m	10 T	20.7	199.03 T*m	1.47	1.33	388.95 T*m	
	Posterior	4.20 m		10 T	16.5					
Camion de Diseño AASHTO	Delantero	0.00 m		2.5 T	23.69					
	Intermedio	4.30 m	1.80 m	7.5 T	19.39	153.67 T*m	1.47	1.33	424.18 T*m	
	Posterior	4.30 m		7.5 T	15.09					
Tamdem de Diseño	Delantero	0.00 m	1.80 m	5.6 T	20.3					
	Posterior	1.20 m		5.6 T	19.1	108.67 T*m	1.47	1.33	336.24 T*m	
Carril de Diseño				9.30 N/mm		124 T/m				
				948.0122324				Maximos Esfuerzos por Carga Viva	424.18	0
RESUMEN DE ESFUERZOS										
TIPO CARGA	CARGA	Momento	Cortante	Factor Carga	Mu					
CM (distribuid)	3395.60000 kg/m	679.120 T*m	67.91	1.25	849 T*m					
Carga Viva		424 T*m		1.75	742 T*m					
TOTAL		1103 T*m	68 T*m		1591 T*m					



10.2 Calculo de propiedades geométricas de la viga

f'c	350 kg/cm ²		
Luz viga	40 m		
Separación	2.02 m		
numero diafr	5		
Ec	200000		
Ecp	282495		
DIMENSIONES DE LA VIGA			
b1	140 cm		
bw	20 cm		
b2	65 cm		
bl	180 cm		
h	200 cm		
hfs	10 cm		
hfi	40 cm		
h1	6 cm		
h2	7 cm		
hlosa	20 cm		

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION SIMPLE							
Elemento	Base	Altura	Area	Y	Inercia local	d	Inercia
Patin s	140 cm	10 cm	1400	195.00 cm	11667	95.98 cm	12909955
Triangulos s	60 cm	6 cm	360	188.00 cm	720	88.98 cm	2852019.81
Alma	20 cm	150 cm	3000	115.00 cm	5625000	15.98 cm	6391532.13
Triangulos i	23 cm	7 cm	157.5	42.33 cm	429	56.68 cm	506880.6
Patin i	65 cm	40 cm	2600	20.00 cm	346667	79.02 cm	16579551.5
TOTAL			7517.5				39239939.1

Area	7518	kg	1.3135E+12
YG	99.02 cm	J	2.0347E+10
Inercia	39239939.07	C	0.53

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION COMPUESTA							
Elemento	Base	Altura	Area	Y acumulad	Inercia local	d	Inercia
Patin s	140 cm	10 cm	1400	195.00 cm	11667	67.88 cm	6463184.25
triangulos s	60 cm	6 cm	360	188.00 cm	720	60.88 cm	1335906.7
Alma	20 cm	150 cm	3000	115.00 cm	5625000	12.12 cm	6065398.05
Triangulos i	23 cm	7 cm	157.5	42.33 cm	429	84.78 cm	1132985.43
Patin i	65 cm	40 cm	2600	20.00 cm	346667	107.12 cm	30178687.6
Losa	127 cm	20 cm	2548.71648	210.00 cm	84957	82.88 cm	17593988.2
TOTAL			10066.2165				62770150.2

AREA	10066
YG	127.12 cm
INERCIA	62770150



10.3 Diseño de la losa

NORMAS DE DISEÑO:				
AASHTO LRFD - ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES				
MOP- NORMAS DE DISEÑO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS 2003				
CONSIDERACIONES:				
LUZ - PUENTE	L		320 m	
Nro DE TRAMOS			8	
LONGITUD - TRAMO	Li		40 m	
ANCHO - CALZADA	Acl		7.2 m	
Nro DE CARRILES			2	
ANCHO CARRIL	Acr		3.6 m	
BOMBEO	p		2 %	
LUZ -LOSA	S		1.96 m	
LUZ - VOLADIZO	S1		1.18 m	
ARMADURA PRINCIPAL	PERPENDICULAR AL TRÁFICO			
ANCHO - VEREDA	Av		1.2 m	
ALTURA -VEREDA			0.2	
ANCHO - BARANDA	Ab		0.3 m	
MATERIALES:				
CONCRETO				
	f'c		280 Kg./cm ²	
	yc		2400 Kg./m ³	
ACERO				
	fy		4200 Kg./cm ²	
	ya		7850 Kg./m ³	
CARPETA ASFÁLTICA				
	e		0.05 m	
	yca		2200 Kg./m ³	
A. COMPROBACIÓN DE DIMENSIONES				
PERALTE - LOSA	h		0.175 m	A 9.7.1.1
Nro DE CARRILES			2	A 3.6.1.1.1
ANCHO DE CARRIL	Acr		3.6 m	A 3.6.1.1.1



SE ASUME			
PERALTE - LOSA	h	0.2 m	
Nro DE CARRILES		2	
ANCHO DE CARRIL	Acr	3.6 m	
SECCIÓN SIN BARANDA			
B. CARGAS			
CARGAS PERMANENTES			
CALZADA			
PESO - LOSA-CALZADA	480 Kg./m ²		
PESO - CAPA ASFÁLTICA	110 Kg./m ²		
TOTAL	590 Kg./m ²		
VEREDA			
PESO-LOSA- VEREDA	480 Kg./m ²		
PESO-SOBREALTO-VEREDA	480 Kg./m ²		
TOTAL	960 Kg./m ²		
BARANDA			
ANTEPECHO (50x35)	420 Kg./m		
BARANDA 4"x1/4"	15 Kg./m		
TOTAL	435 Kg./m		
SOBRECARGAS			
CAMIÓN DE DISEÑO AASHTO			
CARGA - EJE POSTERIOR	145000 N	A 3.6.1.3.3	



CONSIDERACIONES AASHTO					
Para el momento en el Voladizo					
X	0.53 m	A 3.6.1.3.4			
E	1.6 m	A 4.6.2.1.3-1			
C. MOMENTOS					
UBICACIÓN		CARGA PERMANENTE	SOBRECARGA	U	
MOMENTO - TRAMOS		193.49	2300.5	Kg.m/m	
MOMENTO - APOYOS INT.		348.94	1056.78	Kg.m/m	
MOMENTO - VOLADIZO - CU		668.352		Kg.m/m	
MOMENTO - VOLADIZO- CC		437.175	4953.46	Kg.m/m	
D. COMBIANCIÓN Y FACTORES DE CARGA					
ESTADOS LÍMITE AASHTO	COMBINACIÓN DE CARGA				
RESISTENCIA I	1.25(DC + DW) + 1.75 (IM + LL)				
RESISTENCIAII	1.25(DC + DW) + 1.35(IM + LL)				
E. MODIFICADORES DE CARGA					
	nD	1			
	nR	1			
	nO	1			
Para valores máximos de γ_i	n=nD.nR.No	1			
F. MOMENTOS ULTIMOS					
UBICACIÓN		MOMENTO - CARGA PERMANENTE	MOMENTO - SOBRECARGA	MOMENTO ÚLTIMO (RESISTENCIA I)	MOMENTO ÚLTIMO (RESISTENCIA II)
MOMENTO - TRAMOS		193.49	2300.5	4268	3348
MOMENTO - APOYOS INT.		348.94	1056.78	2286	1863
MOMENTO - VOLADIZO		1105.53	4953.46	10050	8069



G. DISEÑO A FLEXIÓN- MÉTODO DE LA RESISTENCIA ÚLTIMA					
f'c	2800000	Kg./m ²			
fy	42000000	Kg./m ²			
h	0.2	m			
d	0.16	m			
b	1	m			
∅	0.9	A			
TRAMOS - RESISTENCIA I		TRAMOS - RESISTENCIA II			
Mu	4268	kg.m/m	Mu	3348	kg.m/m
m = fy / (0.85 fc)	17.65		m = fy / (0.85 fc)	17.65	
K = Mu / (b x d ²)	166708.50	Kg/m ²	K = Mu / (b x d ²)	130763.18	Kg/m ²
$\rho = (1 / m) \times (1 - (1 - (2mK / \emptyset fy))^0.5)$	0.00459672		$\rho = (1 / m) \times (1 - (1 - (2mK /$	0.00357192	
As = ρ b d	7.35	cm ²	As = ρ b d	5.72	cm ²
espaciamiento	0.2	m	espaciamiento	0.2	m
# varillas	5		# varillas	5	
Diámetro	1.37		Diámetro	1.21	
Se asume			Se asume		
# varillas	5		# varillas	5	
Diámetro	1.4	cm	Diámetro	1.2	cm
As	7.70	cm ²	As	5.65	cm ²
	5.28				

APOYOS - RESITENCIA I			APOYOS - RESITENCIA II		
Mu	2286		Mu	1863	
m = fy / (0.85 fc)	17.65		m = fy / (0.85 fc)	17.65	
K = Mu / (b x d ²)	89278.91	Kg/m ²	K = Mu / (b x d ²)	72766.72	Kg/m ²
$\rho = (1 / m) \times (1 - (1 - (2mK / \emptyset fy))^0.5)$	0.00241326		$\rho = (1 / m) \times (1 - (1 - (2mK /$	0.0019589	
As = ρ b d	3.86	cm ²	As = ρ b d	3.13	cm ²
espaciamiento	0.2	m	espaciamiento	0.2	m
# varillas	5		# varillas	5	
Diámetro	0.99	cm	Diámetro	0.89	
Se asume			Se asume		
# varillas	5		# varillas	5	
Diámetro	1	cm	Diámetro	1	
As	3.93	cm ²	As	3.93	
VOLADIZO - RESISTENCIA I			VOLADIZO - RESISTENCIA II		
Mu	10050		Mu	8069	
m = fy / (0.85 fc)	17.65		m = fy / (0.85 fc)	17.65	
K = Mu / (b x d ²)	77549.84	Kg/m ²	K = Mu / (b x d ²)	62261.39	Kg/m ²
$\rho = (1 / m) \times (1 - (1 - (2mK / \emptyset fy))^0.5)$	0.00209013		$\rho = (1 / m) \times (1 - (1 - (2mK /$	0.00167179	
As = ρ b d	7.52	cm ²	As = ρ b d	6.02	cm ²
espaciamiento	0.2	m	espaciamiento	0.2	m
# varillas	5		# varillas	5	
Diámetro	1.38	cm	Diámetro	1.24	cm
Se asume			Se asume		
# varillas	5		# varillas	5	
Diámetro	1.4	cm	Diámetro	1.4	cm
As	7.70	cm ²	As	7.70	



H. RESUMEN DE ACERO DE REFUERZO				
	RESISTENCIA I		RESISTENCIA II	
	ESPACIAMIENTO (m)	DIÁMETRO (cm)	ESPACIAMIENTO O (m)	DIÁMETRO (cm)
TRAMOS	0.2	1.4	0.2	1.2
APOYOS	0.2	1	0.2	1
VOLADIZO	0.2	1.4	0.2	1.4
I. Armadura de retracción y fraguado				
$\rho_{m\acute{i}n}$	0.002			
As	3.2 cm ²			
s	15 cm			
ϕ	1 cm			
# varillas	4			
J. Armadura en la direcci3n secundaria (paralela al tráfico)				
3840/S ^{0.5} < 67% A.				
Long. Efectiva S=	4560 mm			
% armadura principal	56.9			
As	2.23 cm ²			
s	30 cm			
# varillas	3			
ϕ	0.92 cm			
Se asume				
s	30 cm			
ϕ	1 cm			
# varillas	3			
As	2.36 cm ²	Cumple		



10.4 Diseño Armadura Zona Anclajes

Diseño de armadura para zonas de anclaje						
Datos						
fy	4200	Kg/cm ²				
fs	3360	Kg/cm ²				
b	65	cm				
h	200	cm				
Pi	760000	Kg/cm ²				
e	3	cm				
σi	-63.61	Kg/cm ²				
σs	-53.11	Kg/cm ²				
x	50	cm				
Dis Pi	1.4	m				
Distancia desde la parte inferior (cm)	Esfuerzos (kg/cm ²)	Fuerza debida a los esfuerzos (Kg)	Momento de los esfuerzos en el concreto (Kg.m)	Momento de la fuerza Pretensora (Kg.m)	Momento neto (Kg.m)	
0	0	63.72	0	0	0	
10	20	63.20	82156	821560	0	821560
30	40	62.14	80788	3272560	0	3272560
50	60	61.09	79420	7325640	0	7325640
70	80	60.04	78052	12953440	0	12953440
90	100	58.99	76684	20128600	0	20128600
	104			21717000	0	21717000
110	120	57.94	75316	28823760	-12160000	16663760
130	140	56.88	73948	39011560	-27360000	11651560
150	160	55.83	72580	50664640	-42560000	8104640
170	180	54.78	71212	63755640	-57760000	5995640
190	200	53.73	69844	78257200	-72960000	5297200
Armadura zona de anclaje						
T	144780	Kg				
At	43.089	cm ²				
∅	1.2	cm				
As	2.26					
# estribos	19	cm ²				
s	5	cm				
	3.8461538		52			
	52					



		fy	4200 Kg/cm ²				
		fs	3360 Kg/cm ²				
		b	65 cm				
		h	200 cm				
		Pi	0 Kg/cm ²				
		e	3 cm				
		σi	-63.61 Kg/cm ²				
		σs	-53.11 Kg/cm ²				
		x	50 cm				
		Dis Pi	1.4 m				
		Distancia desde la parte inferior (cm)	Esfuerzos	f en cada incremento	Momento de los esfuerzos en el concreto	Mometno de la fuerza Pretensora	Momento neto
		0	63.72		0	0	0
		10	63.20	82156	821560	0	821560
		30	62.14	80788	3272560	0	3272560
		50	61.09	79420	7325640	0	7325640
		70	60.04	78052	12953440	0	12953440
		90	58.99	76684	20128600	0	20128600
		104			21717000	0	21717000
		110	57.94	75316	28823760	-12160000	16663760
2E+07		130	56.88	73948	39011560	-27360000	11651560
		150	55.83	72580	50664640	-42560000	8104640
		170	54.78	71212	63755640	-57760000	5995640
		190	53.73	69844	78257200	-72960000	5297200
		Amadura por anclaje					
		T	144780 Kg				
		At	43.089286 cm ²				
		1.2					



10.5 DISEÑO A CORTANTE FRICCIONAL

diseño a cortante		Cargas de diseo	
DIMENSIONES DE LA			
b1	140 cm	V	67.91
bw	20 cm	Vu	84.89
b2	65 cm		
bl	180 cm		
h	200 cm	Cortante por friccion horizontal	
hfs	10 cm	pi	0.85
hfi	40 cm	Vuh unitaria	2.96 kg/cm2
h1	6 cm	Vuh	41410 en un metro de viga
h2	7 cm	Avf	11.60 cm2
hlosa	20 cm		14.7687784
Hr	220 cm		
recubrimien	15 cm	Vnh	72979

10.6 DISEÑO A CORANTE

Sección	Ejes	Posición Respecto A	Momento Neto	Cortante Neta	Factor de Contribucio	Incremento por Carga Dinamica	Momento Total	Cortante Total	
a 0.05 m desde el apoyo	Camion de Diseo HS MOP	Delantero	8.45						
		Intermedio	4.25	50.58 T*m	20.90 T	1.47	1.33	98.89 T*m	40.85
		Posterior	0.05						
Camion de Diseo AASHTO + Carra de carril	Delantero	Intermedio	8.65	217.90 T*m	35.09 T	1.47	1.33	426.01 T*m	68.36
		Posterior	0.05						
a 1.50 m desde el apoyo	Camion de Diseo HS MOP	Delantero	9.91						
		Intermedio	5.71	72.95 T*m	20.08 T	1.47	1.33	142.62 T*m	39.25
		Posterior	1.50						
Camion de Diseo AASHTO + Carra de carril	Delantero	Intermedio	10.11	231.79 T*m	34.46 T	1.47	1.33	453.17 T*m	67.11
		Posterior	1.50						
a 20 m desde el apoyo	Camion de Diseo HS MOP	Delantero	25.60						
		Intermedio	21.40	198.75 T*m	11.25 T	1.47	1.33	388.58 T*m	21.99
		Posterior	17.20						
Camion de Diseo AASHTO + Carra de carril	Delantero	Intermedio	26.45	340.78 T*m	28.11 T	1.47	1.33	666.25 T*m	54.71
		Posterior	22.15						
			17.85						

Fuerza de corte y momento					Ecuacion cable postensado					Fuerza de postensado			Gráfico de la sección	
Distancia desde el apoyo (m)	V (N)	M (N. mm)	V (N)	M (N. mm)	Ecuacion y1=ax^2+b m)					P (kg)	y (mm)	To C?	Vp (N)	Diagrama
					Cable	a	x	b	α (rad)					
0.05	670613	4179123907	666217	33269197	1	0.004275	18.49	0.15	0.1580895	114000	1611.54 C		18022.203	
1.51	658357	4445585131	50299	968011229	2	0.003775	18.49	0.15	0.1395995	114000	1440.60 C		15914.343	
20	536720	6535904677	0	6662167200	3	0.003275	18.49	0.15	0.1211095	114000	1269.66 C		13806.483	
					4	0.00075	18.49	0.15	0.027735	114000	406.41		3161.79	
					5	0.00075	18.49	0.15	0.027735	114000	406.41		3161.79	
Cortante y momento último														
Distancia desde el apoyo (m)	Vu (N)	Mu (N. mm)								Vp (N)	6323.58			
Resistencia I: 1.25 (DC+DW) + 1.75 (IM+ LL)					Datos para el diseño					estribos		Acero longi		
0.05	2393621.943	7355053334							α	90 °	φ	10 mm	φ	10
1.51	1595200.057	8989788016			Aps	98.71 mm^2			fpu	1837 Mpa	Av	157.08 mm^2	Es	19620
20	1249216.701	19768542184			fps	1469.6 Mpa			Ep	27712.76 Mpa			fy	412.02
					f'c	34.335 Mpa			yg	990.15 mm	fy	412.02 Mpa		
					φ	0.9								

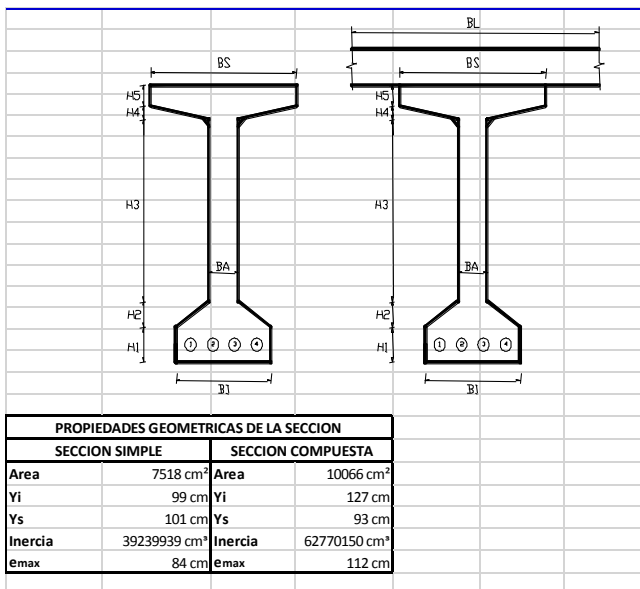


Av min	Nro barras longitudinales	s (mm)	As (mm²)	Aps (mm²)	Distancia desde la cara del apoyo	Mn (N.mm)	dv(mm)	Vp (N)	bv (mm)	Vn (N)	Vu(N)	Mu (N. mm)	vu/f'c	ex	β	θ grados
76.7258445	8	100	628	197.42	0.05 m	4212393105	1584.00	66815.22	650	8904644.22	2393621.94	7355053334	0.0733	0.1887	2.23	26.4482233
35.4119282	8	150	628	197.42	1.51 m	5413596360	1584.00	61925.49	200	328691.9592	1595200.06	8989788016	0.1573	0.1954	2.23	26.5
70.8238564	26	300	2042	493.55	20 m	13198071877	1584.00	0	200	266766.4692	1249216.70	1.9766E+10	0.1276	0.1218	2.23	173.507882
					Distancia desde la cara del apoyo	Vc	Vs	Vp	Vn	Acero asumino						
					0.05 m	1116657.57	2060822.55	66815.22	3244295.34	Cumple						
					1.50 m	343586.95	1370773.94	61925.49	1776286.37	Cumple						
					20 m	343586.95	3002922.53	0.00	3346509.48	Cumple						

10.7 BASE DE DATOS DE TORONES DE 7 ALAMBRES

TORONES DE 7 ALAMBRES					
Diámetro Nominal		Resistencia a la ruptura		Área Nominal del Torón	
pulg	mm	Lb	kg	pulg²	cm²
GRADO 250					
0.25	6.35	9,000	4077	0.036	0.2322
0.313	7.94	14,500	6575	0.058	0.3742
0.375	9.53	20,000	9072	0.08	0.5161
0.438	11.11	27,000	12243	0.108	0.6968
0.5	12.7	36,000	16320	0.144	0.929
0.6	15.24	54,000	24485	0.216	1.3935
GRADO 270					
0.375	9.53	23,000	10428	0.085	0.5484
0.438	11.11	31,000	14057	0.115	0.7419
0.5	12.7	41,300	18726	0.153	0.9871
0.6	15.24	58,600	26575	0.217	1.4

10.8 DISEÑO DE LA VIGA POSTENSADO





DIMENSIONES DE LA VIGA		CARACTERISTICAS DE LA VIGA	
b1	140 cm	Luz Viga	40 m
bw	20 cm	Separacion ent	2.02 m
b2	65 cm	f`c	350 kg/cm ²
bl	180 cm	f`ci	245 kg/cm ²
h	200 cm		
hfs	10 cm		
hfi	40 cm		
h1	6 cm		
h2	7 cm		
hlosa	20 cm		
Hr	220 cm		
recubrimiento	15 cm		

CARGAS DE DISEÑO		
TIPO CARGA	CARGAS	M
PESO PROPIO	1804 kg/m	360840 Kg*m
C. MUERTA		679120 Kg*m
C. VIVA		424179 Kg*m

FUERZOS ADMISIBLES EN EL CONCRETO	
Etapa de transferencia de presfuerzo t ₀	
σ _c	147.0
σ _t	12.5
σ _t (apoyos)	25.0
Etapa de Servicio t=∞	
σ _c (C. M)	157.5
σ _c (C.V.)	210.0
σ _t	37.42

FUERZA DE PRETENSADO NECESARIA PARA LAS CARGAS ACTUANTES	
P _{minima}	570 ton
P _{asumida}	606 ton
Pérdidas	25%
P	760

TRANSFERENCIA DE LA FUERZA DE PRESFUERZO EN 2 ETAPAS		TOTAL ACERO DE PRESFUERZO	
# de etapas de	1	# de alambres	7
% etapa 1	60%	Grado	270
P1	456	φ torones	12.70 cm
% etapa 2		Área	0.987 cm ²
P2		f _y	18726 kg/cm ²
		σ admisible	14981 kg/cm ²
		# de torones	52
		# torones/cabl	12
		# de cables	5



1. PRIMERA ETAPA T=0: Etapa de Transferencia de la fuerza de presfuerzo ACTUA PESO PROPIO + PESO LOSA				
Esfuerzos Actuantes				
	L/2			
σ_s	-111.55	σc dentro del limite	-53.20	
σ_i	-90.85	σc dentro del limite	-63.72	
2. SEGUNDA ETAPA: T=∞ Todas las pérdidas han ocurrido y ACTUA TODAS LAS CARGAS				
Esfuerzos Actuantes				
	L/2			
σ_s	-125.32	σc dentro del limite		
σ_i	37.42	σt dentro del limite		

ACERO DE PRESFUERZO ETAPA 1	
# de alambres	
Grado	
φ torones	
Área	
fy	
σ admisible	
# de torones	
# torones/cable	
# de cables	



10.9 PLANOS