

Diseño de tablero mixto para un puente continuo.

Composite deck design for a continuous bridge.



Ing. Yasmín Motlac Abdul Rajman Valdés

Ingeniera civil

Empresa de Proyectos de Arquitectura e Ingeniería. EMPAI. Matanzas. Cuba

Tel: (45) 291802, Ext. 255 Email: yasmin-abdul@empai.co.cu



MSc. Ing. Héctor Alfonso Pérez

Ingeniero Principal

Empresa de Proyectos de Arquitectura e Ingeniería. EMPAI. Matanzas. Cuba

Profesor Asistente de la Carrera de Ingeniería Civil de la UMCC. Cuba

Tel: (45)291802, Ext. 255. Email: hector-alfonso@empai.co.cu



Lic. Ing. Pedro A. Hernández Delgado

Director Técnico y Desarrollo

Empresa de Proyectos de Arquitectura e Ingeniería. EMPAI. Matanzas. Cuba

Profesor Instructor de la Carrera de Ingeniería Civil de la UMCC. Cuba

Tel: (45) 291802, Ext. 210 Email: Pedro-Hernandez@empai.co.cu

Recibido: 24-06-13

Aceptado: 03-09-13

Resumen:

La finalidad de este trabajo es el estudio de una metodología para el diseño de estructuras compuestas, aplicada a la losa del tablero del Puente del Abra del Yumurí. Se considera estructura compuesta a la combinación de dos materiales en una unidad estructural, aprovechando las particularidades de los mismos. En nuestro caso en particular nos referimos a la combinación del hormigón y el acero, trabajando en conjunto ambos materiales. El empleo de este tipo de diseño aligera considerablemente

las estructuras, lográndose secciones muy rígidas y resistentes, así como disminuyen los plazos de ejecución al facilitarse la comodidad y rapidez en el montaje. Producto de la necesidad inmediata de dar solución expedita a la circulación vial de la ciudad de Matanzas, con el uso de técnicas y soluciones novedosas, se pretende realizar un diseño que responda a las exigencias de estos tiempos modernos. La aplicación de este diseño tendrá un impacto económico positivo disminuyendo los plazos de ejecución, además del uso racional de recursos materiales y humanos, así como un impacto social considerable por la importancia que representa la misma como obra inducida de la Refinería de Matanzas y su aporte a la red vial de la ciudad.

Palabras clave: Diseño estructural, Tableros de puentes, Metodología del diseño, Puentes

Abstract:

The purpose of this work is the study of a methodology for the design of composed structures, applied to the slab of the chessboard of the Bridge of the Cove of the Yumurí. He considers composed structure of two materials combination in a structural unit, making good use of the particularities of the same. In our particular's case we referred to the concrete's combination and steel, working at set both materials. The suchlike designing job lightens considerably the structures, getting for oneself very rigid sections and resistance sections, the same way that decrease the terms of execution when making easy the comfort and rapidity in the set-up

Product of the immediate need to give expedite solution to road circulation of the city of Matanzas, with the use of techniques and innovative solutions, selling off a design pretends that modern times respond to the requirements of these.

The application of this design will have an impact cheap to run positive decreasing the terms of execution, in addition to rational use of material resources and humans, as well as a social considerable impact for the importance that he represents the same like induced work of Matanzas's Refinery and its contribution to the highway system of the city.

Keywords: Structural Design, Boards of bridges, Design methodology, Bridges

Introducción:

Partiendo del criterio de estructura compuesta, como la combinación de dos materiales en una unidad estructural, en la que se aprovecha al máximo las características de cada

uno de ellos, existen combinaciones múltiples, pero en este caso nos referiremos a la de acero y hormigón.

En la actualidad se reporta en el mundo el uso de diversos sistemas constructivos que utilizan como elemento metálico principal vigas de alma llena o de celosías, conectadas con una losa de hormigón armado que puede apoyarse directamente en las vigas o unirse para trabajo conjunto a una lámina perfilada de acero mediante conectores que posee esta última, la cual sirve a su vez de encofrado permanente y como refuerzo de tracción total o parcial de la losa. El sistema de losa y lámina puede unirse en los apoyos a la viga metálica mediante conectores para lograr también el trabajo conjunto a lo largo del eje de la viga. En este último caso se logra el trabajo conjunto hormigón-acero en los sistemas lámina-losa y viga-lámina-losa. Debe diferenciarse lo anterior del caso de losa apoyada sobre vigas sin el empleo de elementos de unión, en el cual la losa distribuye transversalmente las cargas sobre las vigas, pero no contribuye en la transmisión longitudinal de esfuerzos, cuestión que se logra cuando la losa está obligada a deformarse longitudinalmente por elementos de acero embebidos en el hormigón y soldados en la viga metálica.

A pesar de las ventajas que ofrece, la utilización de las estructuras compuestas se ha aplicado escasamente en nuestro país, siendo una de las causas la falta de conocimientos sobre las posibilidades reales y ventajas de su utilización. Otras de las razones es el predominio general de las estructuras de hormigón sobre las metálicas, subvalorándose el beneficio que reporta acortar los plazos de ejecución al facilitarse la comodidad y rapidez en el montaje. En la mayoría de los países desarrollados, la solución de entresijos y cubiertas con losas compuestas es una de las más empleadas. Los primeros usos de los sistemas de pisos compuestos fueron en la construcción de puentes y posteriormente se introdujo su uso en edificaciones.

En el caso específico de Cuba se han realizado valiosas investigaciones sobre las estructuras compuestas de acero y hormigón encaminadas a establecer los documentos técnicos normativos propios relacionados con esta temática, tales como: Sistema SECOM y las Normas Ramales (NR).

Internacionalmente son reconocidas las ventajas que proporciona el empleo de este tipo de estructuras, tales como: se aligeran considerablemente las estructuras; se logran secciones muy rígidas y resistentes, por lo que permiten salvar grandes luces entre apoyos; se logra un elevado ahorro de madera y encofrado y más aún cuando se utiliza la sección viga losa en presencia de lámina; se reduce además la fuerza de trabajo necesaria para el proceso constructivo; facilitan la construcción y montaje, logrando un mayor avance físico en la ejecución de las obras con respecto a los sistemas más tradicionales; se logran facilidades para el montaje de instalaciones eléctricas e hidráulicas.

También se conocen desventajas, como la dificultad para alcanzar una adecuada capacidad de resistencia al fuego y que debe ser protegida para que resista los efectos atmosféricos. Esto puede resolverse con la colocación directa, sobre la cara inferior de

la lámina, de diferentes tratamientos con materiales aislantes. Producto de su ligereza, el viento las puede mover de su posición definitiva en la etapa de construcción, por lo que deben fijarse a las vigas de apoyo a través de los propios pernos conectores, soldaduras u otros medios.

En nuestro país se plantea la necesidad de la introducción de los avances científico-técnicos y el desarrollo de las técnicas más modernas para la elaboración de los proyectos, así como lograr el acortamiento de los plazos de elaboración de estos sin deterioro de su calidad.

Situación Problemática: En elementos muy esforzados es de uso común en la ingeniería el empleo de elementos estructurales que combinen secciones de acero y hormigón trabajando en conjunto. En el caso de estudio del Puente del Abra del Yumurí se ha propuesto utilizar este tipo de estructura para el tablero, siendo necesario estudiar una metodología para el diseño de los elementos que lo conforman.

Problema: Necesidad de diseñar la losa del tablero del Puente del Abra del Yumurí con elementos de estructura compuesta.

Objeto de la investigación: Estudiar una metodología para diseñar el tablero del Puente del Abra del Yumurí y aplicarla al mismo.

Campo de aplicación: Diseño de estructuras compuestas.

Hipótesis: Mediante el estudio y la aplicación de una metodología de diseño de estructuras compuestas se podría obtener un diseño satisfactorio del tablero del Puente del Abra del Yumurí.

Variable dependiente: Diseño del tablero Puente del Abra del Yumurí.

Variable independiente: Estudio de la metodología de diseño de secciones compuestas, geometría propuesta para el Puente del Abra del Yumurí.

Objetivo general:

- Estudiar una metodología de diseño de estructuras compuestas, aplicada a un caso real.

Objetivos específicos:

- Estudiar del estado del arte del diseño de estructuras compuestas aplicadas a tableros de puentes.
- Estudiar una metodología de diseño de estructuras compuestas.
- Aplicar la metodología estudiada al caso real del Puente del Abra del Yumurí.

Resultados: Se obtendrá con este estudio el diseño del tablero del Puente del Abra del Yumurí.

Valor social: El presente trabajo pretende agilizar el diseño del tablero del Puente del Abra del Yumurí, permitiendo que esta obra vial entre en servicio en un menor plazo y sirva como una nueva alternativa de comunicación dentro de la red vial de la ciudad de Matanzas.

Valor económico: Optimizar el diseño del tablero del Puente del Abra del Yumurí como obra inducida para el desarrollo industrial de la Refinería de Matanzas.

Valor metodológico: Introducción de los conceptos del diseño de secciones compuestas aplicados a tableros de puentes.

Valor práctico: Con este trabajo de diploma se propone el uso de una metodología de diseño de estructuras compuestas aplicada al caso real del diseño del tablero del Puente del Abra del Yumurí.

Tareas principales de la investigación:

- Estudio del estado del arte del diseño de estructuras compuestas aplicadas a tableros de puentes.
- Seleccionar una metodología de diseño de secciones compuestas.
- Aplicar la metodología seleccionada al diseño del tablero del Puente del Abra del Yumurí.

Métodos de investigación: Dentro de los métodos científicos generales se encuentran el método de análisis – síntesis que se aplican en el marco teórico referencial y el método de inducción-deducción manifestado en el desarrollo de la investigación. Dentro de los métodos particulares se encuentra el método teórico y dentro de este la modelación, el matemático y análisis de contenido.

Estructura: Introducción, tres capítulos, bibliografía, anexos, conclusiones y recomendaciones.

Capítulo 1: "Marco teórico Referencial de la investigación". Se hará un análisis del estado del arte, basándose en la evolución del concepto de estructuras compuestas hasta la actualidad, sus definiciones, las formas de trabajo, la asimilación de las cargas y los parámetros que se tienen en cuenta para su diseño y ejecución.

Capítulo 2: "Metodología de diseño de secciones compuestas de hormigón y acero". La autora estudia de manera crítica una metodología de diseño para secciones compuestas profundizando en los aspectos medulares del empleo de la misma para los tableros de puentes.

Capítulo 3: "Aplicación al caso de estudio del tablero del puente del Abra del Yumurí". Se aplicarán los resultados obtenidos al diseño del tablero del Puente del Abra del Yumurí, obteniendo las secciones y los armados necesarios para su ejecución.

Capítulo 1: "Marco teórico Referencial de la investigación".

1.1 Introducción.

En la actualidad se utiliza mucho los sistemas de estructuras compuestas, lo mismo para cargas estáticas que para su utilización en puentes. Internacionalmente existen normas que caracterizan este tipo de estructuras como son la **AASHTO** del 2007¹ y el **EUROCÓDIGO 4**², de las cuales se analizará las especificaciones de la norma **AASHTO**.

En Cuba no se reporta el uso difundido de estructuras mixtas. Fue en el 2004 donde se creó el **SECOM** en la Universidad de Camagüey el cual consiste en un sistema de herramientas, actualizado, integrador, coherente y abierto, que facilita el diseño de las estructuras mixtas de hormigón y acero. Este sistema contiene 3 normas ramales de las cuales será objeto de estudio la **NRMC 080: 2004**³.

1.2 Criterios de diseño según la NRMC 080: 2004.

Esta Norma Ramal establece el método de cálculo de entrepisos compuestos de hormigón y acero con vigas de alma llena sometidos a cargas estáticas. La misma contiene los métodos de cálculo a utilizar, las tipologías de vigas entre otras consideraciones que serán expuestas a continuación.

1.2.1 Métodos de cálculo.

Esta norma emplea el método de los estados límites:

- a) Estados límites últimos, que son los correspondientes a la capacidad máxima resistente.
- b) Estados límites de utilización, que están en función de los criterios de utilización normal o de durabilidad.

¹ AASHTO, "LRFD Bridge Design Specifications". 2007, EUA.

² Euro-código 4, "Cálculo de estructuras mixtas de acero y hormigón", 1994, Unión Europea.

³ Norma Ramal de la Construcción, NRMC 080:2004, "Cálculo de entrepisos compuestos de hormigón y acero con vigas de alma llena sometidos a cargas estáticas. Código de buenas prácticas", Cuba.

1.2.1.1 Comprobación de los estados límites últimos.

En la etapa de construcción:

- Comprobación de la capacidad resistente de la viga metálica bajo las cargas actuantes, antes que el hormigón alcance el 75% de la resistencia característica especificada.

En la etapa de explotación:

- Comprobación de la capacidad resistente de las secciones de la viga compuesta a esfuerzos normales, cortantes o combinación de ambos.

Se debe considerar un coeficiente de servicio (γ) con un valor de 0.9 para disminuir la capacidad resistente de la sección compuesta.

1.2.1.2 Comprobación de los estados límites de utilización.

En la etapa de construcción:

- Comprobación de que la flecha de la viga metálica, bajo cargas actuantes antes que el hormigón alcance el 75% de la resistencia característica especificada, no supere los valores de las flechas máximas admisibles.

En la etapa de explotación:

- Comprobación de que la flecha de la viga compuesta no supere los valores de las flechas máximas admisibles.
- Comprobación de que la flecha de la losa de trabajo conjunto, cuando no existe lámina de acero, no supere los valores de las flechas máximas admisibles.
- Comprobación de las tensiones bajo cargas de servicio en la viga compuesta.

1.2.2 Sección de la viga compuesta.

1.2.2.1 Clasificación de la viga compuesta.

La sección transversal de la viga compuesta se clasifica según:

- La sección de acero (Figura 1.1).
- El completamiento (Figura 1.2 y 1.3).
- Características geométricas (Epígrafe 1.2.2.2).

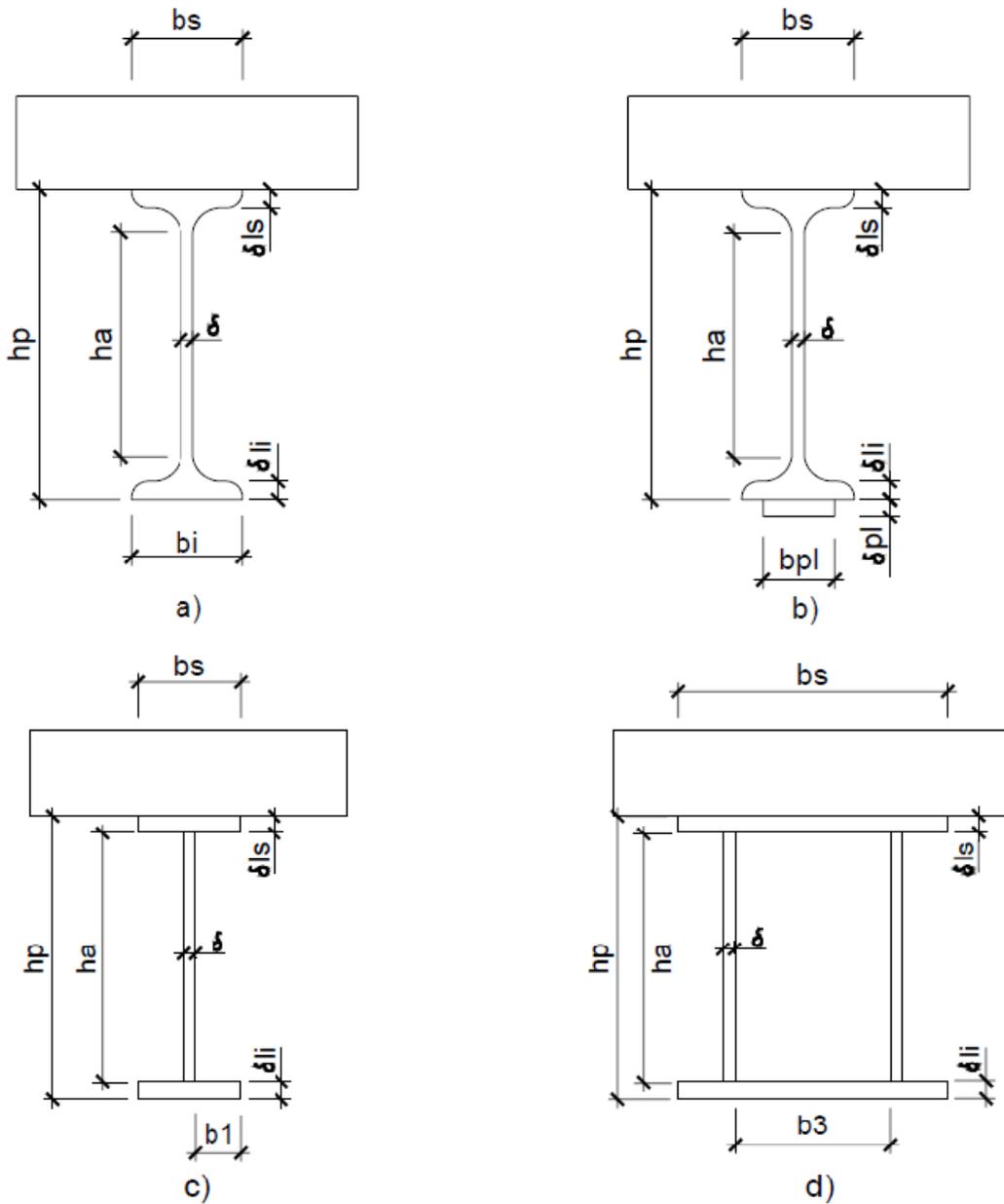


Figura 1.1: Tipos de vigas metálicas en secciones compuestas.

Fuente: Tomado de **NRMC 080: 2004**.

- a) Viga metálica laminada.
- b) Viga metálica laminada reforzada con planchas.
- c) Viga metálica construida (simétrica o asimétrica).
- d) Viga metálica construida de sección cajón.

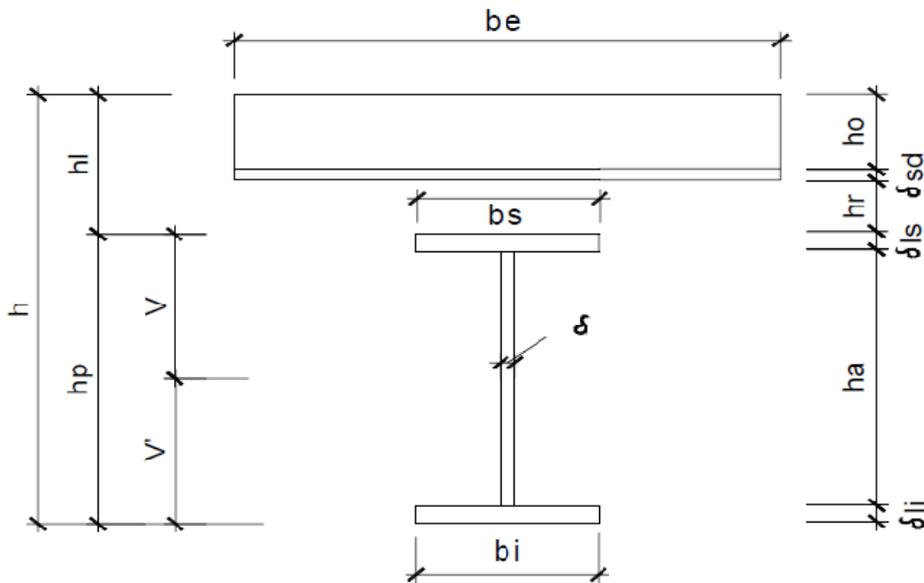


Figura 1.2: Viga perpendicular a las nervaduras de la lámina de acero.

Fuente: Tomado de **NRMC 080: 2004**.

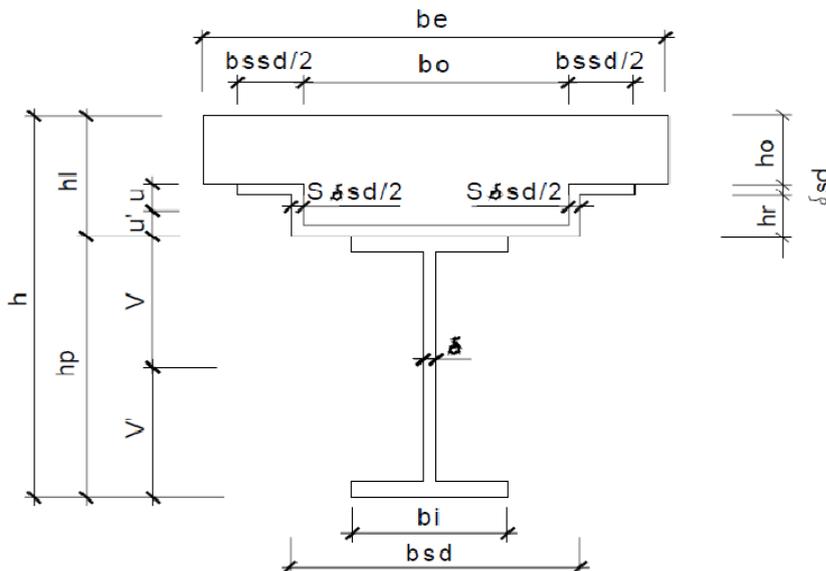


Figura 1.3: Viga paralela a las nervaduras de la lámina de acero.

Fuente: Tomado de **NRMC 080: 2004**.

1.2.2.2 Según geometría (secciones compactas y secciones no compactas).

La sección transversal de una viga compuesta puede ser considerada compacta si cumple con las siguientes condiciones.

1.2.2.2.1 Ala en compresión de la viga metálica.

a) El ala de la viga metálica está unida a la losa de trabajo conjunto por medio de conectores en zonas de momento positivo, de acuerdo a lo establecido en 8.4.

b) Las dimensiones del ala, en zonas de momento negativo, satisfacen las siguientes condiciones (figura 1):

$$\frac{b_i}{\delta_{li}} \leq \frac{290}{\sqrt{R_{apk}}} \quad (1.1)$$

$$\frac{b_{pl}}{(\delta_{li} + \delta_{pl})} \leq \frac{135}{\sqrt{R_{apk}}} \quad (1.2)$$

$$\frac{b_1}{\delta_{li}} \leq \frac{490}{\sqrt{R_{apk}}} \quad (1.3)$$

$$\frac{b_3}{\delta_{li}} \leq \frac{365}{\sqrt{R_{apk}}} \quad (1.4)$$

Donde:

R_{apk} → Resistencia característica a tracción de la viga metálica (MPa).

b_i → Ancho del ala inferior (mm).

δ_{li} → Espesor del ala inferior (mm).

δ_{pl} → Espesor de la plancha de refuerzo inferior (mm).

b_3 → Distancia entre los bordes interiores de las almas en el caso de viga construida de sección de cajón (mm).

b_1 → Longitud volada del ala inferior medida hacia un lado en el caso de viga construida simétrica o asimétrica (mm).

b_{pl} → Ancho de la plancha de refuerzo inferior (mm).

1.2.2.2.2 Alma de la viga metálica.

a) Las dimensiones del alma, satisfacen la siguiente relación:

$$\frac{h_a}{\delta} \leq \frac{365}{\alpha \cdot \sqrt{R_{apk}}} \quad (1.5)$$

Donde:

α → Es la relación entre la altura de la zona comprimida del alma y su altura total, determinada a partir de la posición del eje neutro plástico.

h_a → Altura del alma (mm).

δ → Espesor del alma (mm).

Si el alma de la viga metálica no resulta sometida a compresión, no es necesario chequear esta condición.

Para la losa de tracción:

$$\alpha = \frac{x_n - (\delta_{li} + \delta_{pl})}{h_a} \quad (1.6)$$

Donde:

X_n → Posición de la línea neutra plástica para el momento último negativo, medido desde el borde inferior de la sección transversal (mm).

Si la línea neutra plástica no cruza el alma de la viga: $\alpha = 1$.

Para la losa en compresión:

(Viga con losa de hormigón armado)

$$\alpha = \frac{x - (h_o + \delta_{ls})}{h_a} \quad (1.7)$$

Donde:

X → Posición de la línea neutra plástica para el momento último positivo, medido desde el borde superior de la sección transversal (mm).

h_o → Espesor de la losa de hormigón cuando no hay lámina de acero (mm).

δ_{ls} → Espesor del ala superior (mm).

(Viga con losa con lámina de acero)

$$\alpha = \frac{x - (h_l + \delta_{ls})}{h_a} \quad (1.8)$$

Donde:

h_l → Distancia desde el borde superior de la losa de hormigón hasta el borde superior de la viga metálica (Peralto total de la losa = $h_o + \delta_{sd} + h_r$) (mm).

h_r → Altura nominal de los nervios de la lámina (mm).

1.2.2.3 Sección transversal de la losa de trabajo conjunto.

1.2.2.3.1 Requisitos.

La losa de hormigón puede ser considerada como parte de la sección transversal de la viga compuesta si:

- a) Es continua a todo lo largo de la viga y su espesor (h_o) no es inferior a 50 mm cuando existe la lámina o a 75 mm cuando no existe.
- b) Cuando existe lámina de acero el peralte total está compuesto por la altura nominal de los nervios (h_r) que no debe ser mayor que 80 mm, más el espesor de la lámina (δ_{sd}) y el espesor de la losa por encima de los nervios (h_o). El ancho promedio de las canales (W_r) no debe ser menor que 50 mm y para el cálculo se tomará un valor no mayor que el ancho de la nervadura en la parte alta del encofrado.
- c) Cumple con los estados límites últimos y de utilización, chequeados de acuerdo con la NC 207.
- d) Se prevé el fallo por agrietamiento a lo largo de la línea de colocación de los conectores, disponiendo un refuerzo transversal adicional en la parte inferior de la losa de trabajo conjunto, con un área no menor que 0,002 veces el área de hormigón en la dirección longitudinal de la viga y un espaciamiento uniforme a lo largo de la luz de la viga compuesta.

1.2.3 Secciones homogeneizadas.

En la comprobación de los estados límites de utilización en la etapa de explotación de la estructura, se emplearan las secciones homogeneizadas utilizando un coeficiente de equivalencia correspondiente a la naturaleza de la acción considerada, diferenciándose

los casos de actuación de cargas temporales de corta duración o cargas permanentes y temporales de larga duración.

Este coeficiente de equivalencia será igual a:

$$n = \frac{E_{ap}}{E_b} \quad (1.9)$$

Donde:

n → Coeficiente de equivalencia.

E_b → Módulo de elasticidad del hormigón.

E_{ap} → Módulo de elasticidad del acero

De esta forma el ancho efectivo (b_e) de la losa de trabajo conjunto para el cálculo de la viga se reduce a b_r . Cuando los nervios de la lámina se encuentran paralelos al eje longitudinal de la viga, debe reducirse no solo el ancho b_e , sino también el ancho del alma de la sección de hormigón (b_o), usándose las expresiones:

$$b_r = \frac{b_e}{n} \quad (1.10)$$

$$b_{or} = \frac{b_o}{n} \quad (1.11)$$

Donde:

b_o → Ancho del alma de hormigón en la sección de cálculo de la viga (mm).

b_e → Ancho efectivo de la losa en la sección de cálculo de la viga (mm).

b_{or} → Ancho reducido del alma de la losa en la sección de cálculo de la viga compuesta con lámina con nervaduras paralelas (b_o) (mm).

En la determinación de la posición del eje neutro elástico deben diferenciarse los casos de ubicación en la losa de trabajo conjunto o en cualquier otra posición, siendo necesario en el primer caso despreciar la porción de la losa de trabajo conjunto ubicada por debajo del eje neutro elástico, por no considerarse el aporte del hormigón a tracción.

Ing. Yasmín Motlac Abdul Rajman Valdés, MSc. Ing. Héctor Alfonso Pérez, Lic. Ing. Pedro A. Hernández Delgado. Diseño de tablero mixto para un puente continuo.

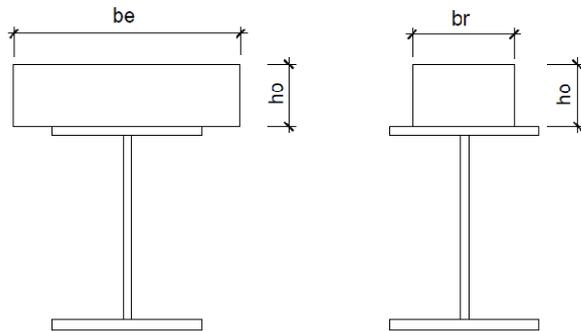


Figura 1.4: Sección real y sección homogeneizada.

Fuente: Tomado de **NRMC 080: 2004**.

1.2.4 Conectores.

1.2.4.1 Tipos.

Existen diferentes tipos de conectores como son: canal laminada en caliente, canal conformada en frío, tubo conformado en frío, perno, anclaje de gancho cerrado, anclaje de gancho abierto. (Figura 1.5).

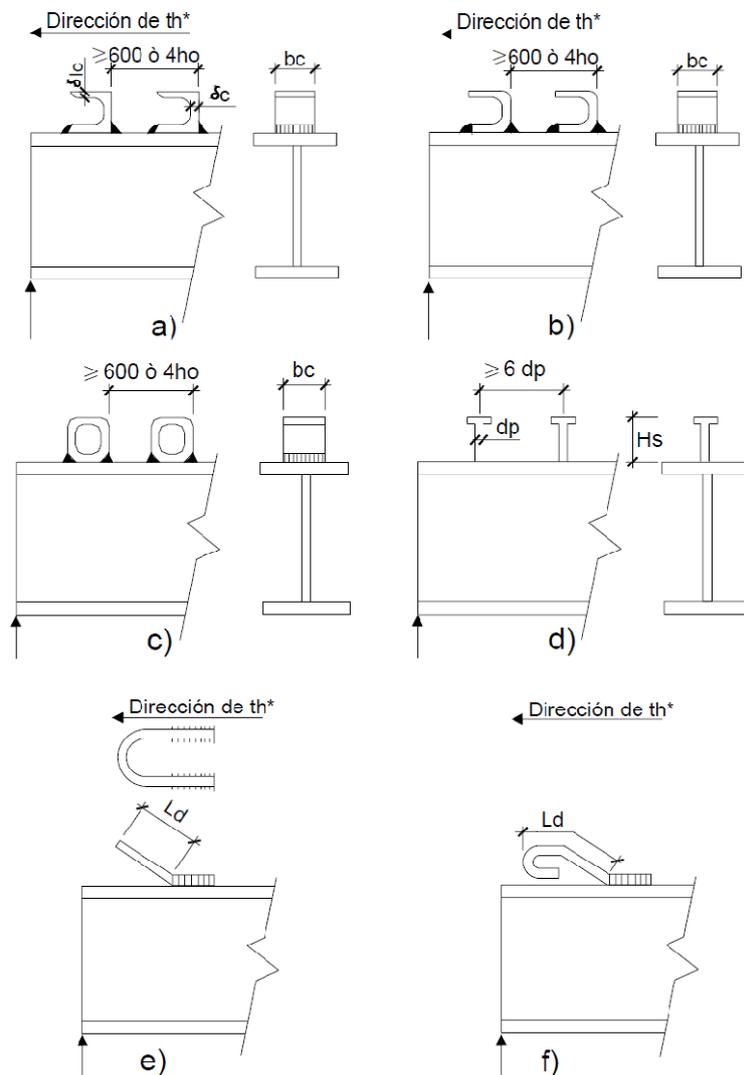


Figura 1.5: Tipos de conectores.

Fuente: Tomado de **NRMC 080: 2004**.

- a) Canal laminada en caliente.
- b) Canal conformada en frío.
- c) Tubo conformado en frío.
- d) Perno.
- e) Anclaje de gancho cerrado (asa).
- f) Anclaje de gancho abierto.

1.2.4.2 Capacidad resistente de un conector.

1.2.4.2.1 Conector del tipo canal laminada en caliente.

La capacidad resistente de un conector se determina según:

$$N_c^* = \frac{0,0315 \cdot (\delta_{lc} + 0,5 \cdot \delta_c) \cdot b_c \cdot \sqrt{R'_{bk}}}{\gamma_{cb}} \quad (\text{NC}^* \text{ en kN}) (\text{R}'_{bk} \text{ en MPa}) \quad (1.12)$$

Donde:

N_c^* → Capacidad resistente de un conector (kN).

δ_{lc} → Espesor medio del ala de la canal en (mm).

δ_c → Espesor del alma del canal en (mm).

b_c → Ancho del conector en (mm).

R'_{bk} → Resistencia característica a compresión del hormigón (MPa).

γ_{cb} → Factor de seguridad para la capacidad resistente del conector cuando el fallo es debido al hormigón.

1.2.4.2.2 Conectores del tipo canal conformada en frío.

La capacidad resistente de un conector se determina según:

$$N_c^* = \frac{0,0415 \cdot \delta_{cf} \cdot b_c \cdot \sqrt{R'_{bk}}}{\gamma_{cb}} \quad (1.13)$$

Donde:

δ_{cf} → Espesor de la canal laminada en frío en mm;

1.2.4.2.3 Conector del tipo tubo conformado en frío.

La expresión para la determinación de la capacidad resistente de un conector es válida para espesores de tubo mayores o iguales a 4 mm y anchos de conectores entre 30 y 60 mm, siendo la siguiente:

$$N_c^* = \frac{[136,5 + 24,5 \cdot \beta]}{\gamma_{ca}} \quad (1.14)$$

Donde:

γ_{ca} → Factor de seguridad para la capacidad resistente del conector cuando el fallo es debido al acero.

β → Coeficiente que depende del ancho del conector.

1.2.4.2.4 Conectores de los tipos: anclajes de gancho cerrado (asas) y anclajes de gancho abierto.

La expresión de cálculo es válida para longitudes de anclaje (L_d) superiores a 15 veces el diámetro de la barra, en zonas donde la losa resulte comprimida.

En el caso de losa traccionada se exige una longitud de anclaje (L_d) superior a treinta veces el diámetro de la barra de acero. El ángulo de inclinación estará comprendido entre 200 y 450. La expresión de cálculo es la siguiente:

$$N_c^* = 2 \cdot A_a \cdot \frac{R_{ak}}{\gamma_{ca}} \quad (1.15)$$

Donde:

R_{ak} → Resistencia característica a tracción del acero en barras de la losa (MPa).

A_a → Área de la sección transversal de la barra componente del conector. En el caso del conector del tipo anclaje de gancho abierto se utilizará una pareja de los mismos, dispuestos de forma simétrica en el ala superior de la viga metálica (mm^2).

1.2.4.2.5 Conectores del tipo perno.

La capacidad resistente de un conector está dada por el valor menor de las siguientes expresiones.

$$N_c^* = \frac{0,5 \cdot A_p \cdot \sqrt{R_{bk} \cdot E_{bcd}}}{\gamma_{cb}} \quad (1.16)$$

$$N_c^* = A_p \cdot \frac{R_{pk}}{\gamma_{ca}} \quad (1.17)$$

Donde:

A_p → Área de la sección transversal del perno

R_{pk} → Resistencia característica a tracción del perno.

1.2.4.3 Número de conectores y su disposición.

El número de conectores requeridos entre la sección de máximo momento (positivo o negativo) y la sección adyacente de momento nulo es igual a la fuerza horizontal (t_h^*), dividida entre la capacidad resistente del conector (N_c^*):

Para momento positivo:

$$n_c = \frac{t_h^*}{N_c^*} \quad (1.18)$$

Donde:

n_c → Número de conectores entre la sección de máximo momento y la adyacente de momento nulo.

t_h^* → Fuerza cortante que resiste la conexión en la zona de momento positivo.

Para momento negativo:

$$n_c = \frac{t_{hn}^*}{N_c^*} \quad (1.19)$$

Donde:

t_{hn}^* → Fuerza cortante que resiste la conexión en zona de momento negativo.

Los elementos de unión requeridos entre la sección de máximo momento (positivo o negativo) y la sección adyacente de momento nulo, serán espaciados uniformemente, considerándose en zonas de momentos positivos que el número de conectores situados entre cualquier carga concentrada y la sección adyacente de momento nulo sea suficiente para desarrollar el momento máximo requerido en la sección donde está ubicada la carga concentrada y se determinarán:

$$n'_c = n_c \cdot \left(\frac{M_c^* - M_{um}^*}{M_{max}^* - M_{um}^*} \right) \quad (1.20)$$

Donde:

M_c^* → Momento actuante de cálculo en la sección de ubicación de la carga concentrada.

M_{um}^* → Momento último resistente de la viga metálica sola.

n'_c → número de conectores entre el punto de aplicación de la carga concentrada y la sección de momento nulo adyacente.

M_{\max}^* → Momento máximo positivo actuante de cálculo.

1.2.4.4 Especificaciones generales.

- Para resistir el levantamiento, la lámina de acero debe ser anclada a todos los elementos soportantes a un espaciamiento no menor de 40 cm. Estos anclajes pueden ser los propios pernos si se colocan inmediatamente después y se sueldan a través de la lámina. También puede usarse la soldadura o ambos.
- El espaciamiento de los conectores no será mayor que 90 cm u ocho veces el espesor total de la losa de trabajo conjunto.
- El espaciamiento mínimo entre pernos es seis veces su diámetro en el sentido longitudinal de la viga y cuatro veces en el transversal. Si se usa lámina con nervaduras perpendiculares es cuatro veces su diámetro en cualquier sentido.
- Para el caso de lámina con nervaduras paralelas y con h_r mayor o igual que 40 mm, cuando haya más de una fila de pernos, el valor de W_r debe ser como mínimo de 50 mm más cuatro diámetros de pernos por cada fila adicional.
- El perno puede ser soldado a través de un máximo de dos láminas en contacto, siempre que el espesor de cada una, incluyendo el recubrimiento, no sea superior a 1,7 mm.
- Cuando existe lámina de acero el perno debe sobresalir al menos en 38 mm por encima de la parte superior de esta ($H_s \geq h_r + 38$ mm).
- La altura total del perno no debe ser menor que tres veces su diámetro y comúnmente se encuentra entre 75 y 175 mm.
- El diámetro máximo a usar en el perno es 20 mm y si no está ubicado en el eje del alma de la viga no debe exceder de 2,5 veces el espesor del ala superior.
- La distancia entre el extremo del perno y el borde del ala de la viga donde está soldado no debe ser menor que 20 mm.
- Se garantizará un recubrimiento mínimo del conector de 20 mm en todas las direcciones, en los tipos canal, pernos y tubos. En los conectores de ganchos cerrados (asas) y ganchos abiertos, se garantizará un recubrimiento superior a tres veces el diámetro de la barra de acero.

- Los conectores de los tipos canales (laminadas en caliente o conformadas en frío) y anclajes (de gancho cerrados o abiertos) se dispondrán convenientemente de acuerdo a la dirección de la fuerza cortante horizontal (t_h^*), según se indica en la figura 1.14 a, b, d y e. En el punto de máximo momento positivo, donde la dirección de t_h^* cambia, se invertirá la forma de colocación de los conectores.
- En todos los casos los conectores serán unidos al ala superior de la viga metálica con cordones de soldadura continuos, que deben ser diseñados para tomar una fuerza igual a la capacidad resistente de un conector, determinada según.

1.2.5 Conclusiones parciales.

Esta norma, a pesar que la única referencia normativa que existe en nuestro país, no contiene especificaciones para el diseño de estructuras compuestas sometidas a cargas dinámicas por lo que su utilización se centraría en edificios. Por este motivo se analizará la norma AASHTO que si contiene estas especificaciones.

1.3 Criterios de diseño según la AASHTO.

Esta norma está dividida en 13 secciones. Nuestro estudio se centrará en la sección 6 Estructuras de Acero donde aparecen reflejadas las especificaciones a tener en cuenta en el diseño y revisión de las vigas metálicas que incluye como un caso especial las vigas de sección mixta hormigón - acero.

1.3.1 Estados Límites

1.3.1.1 Disposiciones Generales

El comportamiento estructural de los componentes de acero combinado con otros materiales se deberá investigar para cada etapa que pueda resultar crítica durante la construcción, manipulación, transporte y montaje, así como durante la vida de servicio de la estructura de la cual forman parte.

Los elementos estructurales se deberán dimensionar de manera que satisfagan los requisitos correspondientes a los estados límites de resistencia, evento extremo y servicio.

1.3.1.2 Estado límite de servicio

La intención de los requisitos para Estado Límite de Servicio es fundamentalmente evitar deformaciones permanentes objetables que podrían ocurrir como resultado de la fluencia localizada, ya que si las cargas de tráfico anticipadas son importantes estas deformaciones podrían afectar la transitabilidad del puente.

1.3.1.2.1 Deformaciones elásticas

Valores límites de flechas:

- Carga vehicular, general..... $\frac{L}{800}$ (1.21)

- Cargas vehiculares y/o peatonales..... $\frac{L}{1000}$ (1.22)

- Carga vehicular sobre voladizos..... $\frac{L}{300}$ (1.23)

- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos..... $\frac{L}{375}$ (1.24)

Donde:

L → Luz de la viga (mm).

1.3.1.2.2 Deformaciones permanentes.

1.3.1.2.2.1 Disposiciones generales.

Para los propósitos del presente artículo se deberá aplicar la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II especificada en la Tabla 1.1.

Para los elementos provistos de conectores de corte en la totalidad de su longitud, las tensiones de flexión provocadas por las cargas correspondientes al Estado Límite de Servicio II aplicadas a la sección compuesta se pueden calcular usando la sección compuesta a corto o largo plazo, según corresponda, suponiendo que el tablero de hormigón es efectivo tanto para flexión positiva como para flexión negativa.

Tabla 3.1: Combinaciones de Cargas y Factores de Carga.

Fuente: Tomado de AASHTO del 2007.

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES FL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										FQ	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	-	-	-	-	

1.3.1.2.2 Flexión

Las alas deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- Para el ala de acero superior de las secciones compuestas:

$$f_f \leq 0,95 \cdot R_h \cdot F_{yf} \quad (1.25)$$

- Para el ala de acero inferior de las secciones compuestas:

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0,95 \cdot R_h \cdot F_{yf} \quad (1.26)$$

Donde:

f_f → Tensión en el ala en la sección considerada debida a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II calculada sin considerar la flexión lateral del ala (MPa).

f_l → Tensión de flexión lateral del ala en la sección considerada debida a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II (MPa).

R_h → Factor de hibridez.

F_{yf} → Mínima resistencia a la fluencia especificada de un ala (MPa)

Para los elementos flexionales continuos se puede redistribuir un porcentaje calculado del momento negativo debido a las cargas correspondientes al Estado Límite de Servicio II en la sección considerada.

Para las secciones compuestas compactas en flexión positiva que se utilizan en las construcciones con apuntalamiento, la tensión de compresión longitudinal en el tablero de hormigón debida a las cargas correspondientes al Estado Límite de Servicio II, determinada no deberá ser mayor que $0.6f'_c$.

Excepto para las secciones compuestas en flexión positiva en las cuales el alma satisface el requisito del Artículo 6.10.2.1.1 de la norma AASHTO, todas las secciones también deberán satisfacer el siguiente requisito:

$$f_c \leq F_{crw} \quad (1.27)$$

Donde:

f_c → Tensión en el ala de compresión en la sección considerada debida a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II calculada sin considerar la flexión lateral del ala (MPa).

F_{crw} → Resistencia nominal al pandeo flexional para almas con o sin rigidizadores longitudinales, según corresponda (MPa).

1.3.1.3 Estado límite de resistencia.

1.3.1.3.1 Factores de resistencia.

Los factores de resistencia, ϕ , para el Estado Límite de Resistencia se deberán tomar de la siguiente manera:

- Para flexión $\phi_f = 1.00$
- Para corte $\phi_v = 1.00$
- Para compresión axial, elementos sólo de acero $\phi_c = 0.90$
- Para compresión axial, elementos compuestos $\phi_c = 0.90$
- Para tracción, fractura en la sección neta $\phi_u = 0.80$
- Para tracción, fluencia en la sección bruta $\phi_y = 0.95$

- Para conectores de corte $\phi_{sc}= 0.85$
- Para bloque de corte $\phi_{bs}= 0.80$

1.3.1.3.2 Flexión.

1.3.1.3.2.1 Secciones compuestas en flexión positiva.

Las secciones compuestas que satisfacen los siguientes requisitos deberán ser clasificadas como secciones compuestas compactas:

- Las resistencias mínimas a la fluencia especificadas de las alas no son mayores que 485 MPa,
- El alma satisface los requisitos de proporciones de la misma
- La sección satisface el límite de esbeltez para el alma:

$$\frac{2 \cdot D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (1.28)$$

Donde:

D_{cp} → Profundidad del alma comprimida cuando se produce el momento plástico (mm).

t_w → Espesor del alma (mm).

F_{yc} → Resistencia de fluencia del ala superior (MPa).

E → Módulo de elasticidad del acero (MPa).

1.3.1.3.2.2 Secciones compuestas en flexión negativa y secciones no compuestas.

Las secciones para las cuales:

- Las resistencias mínimas a la fluencia especificadas de las alas no son mayores que 485 MPa,
- El alma satisface el límite de esbeltez correspondiente a sección no compacta:

$$\frac{2 \cdot D_c}{t_w} < 5,7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (1.29)$$

Donde:

D_c = Profundidad del alma comprimida en el rango elástico (mm).

Se podrán dimensionar de acuerdo con los requisitos para secciones de alma compacta o no compacta.

1.3.1.4 Estado límite correspondiente a evento extremo.

Se deberán investigar todas las combinaciones de cargas correspondientes a evento extremo.

A excepción de los factores de resistencia para los bulones, todos los factores de resistencia para el Estado Límite correspondiente a Evento Extremo se deberán tomar iguales a 1.0.

1.3.2 Rigidez.

Para el análisis de los elementos flexionales se deberán utilizar las siguientes propiedades de rigidez:

- Para cargas aplicadas a secciones no compuestas: propiedades de rigidez de la sección de acero solamente.
- Para cargas permanentes aplicadas en secciones compuestas: propiedades de rigidez de la sección compuesta a largo plazo, suponiendo que el tablero de hormigón es efectivo sobre la totalidad de la longitud del tramo.
- Para cargas transitorias aplicadas a secciones compuestas: propiedades de rigidez de la sección compuesta a corto plazo, suponiendo que el tablero de hormigón es efectivo sobre la totalidad de la longitud del tramo.

1.3.3 Tensiones en las alas y momentos flectores en los elementos.

Para las verificaciones de diseño en que la resistencia a la flexión se basa en el pandeo lateral torsional:

- La tensión f_{bu} se deberá determinar como el mayor valor de la tensión de compresión en el ala considerada en la totalidad de la longitud no arriostrada, calculada sin considerar el pandeo lateral de las alas.
- El momento M_u se deberá determinar como el mayor valor del momento flector respecto del eje mayor en la totalidad de la longitud no arriostrada que provoca compresión en el ala considerada.

- La tensión f_ℓ se deberá determinar como el mayor valor de la tensión debida a flexión lateral en la totalidad de la longitud no arriostrada en el ala considerada.

Los valores de f_{bu} , M_u y f_ℓ se deberán determinar en base a las cargas mayoradas y se deberán tomar con signo positivo en todas las ecuaciones de resistencia.

Las tensiones de flexión lateral en las alas con apoyo lateral continuo se deberán tomar igual a cero. Las tensiones de flexión lateral en las alas con arriostramiento discreto se deberán determinar mediante un análisis estructural. Todas las alas con arriostramiento discreto deberán satisfacer:

$$f_f < 0,6 \cdot F_{yf} \quad (1.30)$$

Donde:

F_{yf} → Mínima resistencia a la fluencia especificada de un ala (MPa)

En las alas de compresión con arriostramiento discreto la tensión de flexión lateral de las alas, f_ℓ , se puede determinar directamente a partir de un análisis elástico de primer orden para lo cual:

$$L_b \leq 1,2 \cdot L_p \cdot \sqrt{\frac{C_b \cdot R_b}{\frac{f_{bm}}{F_{yc}}}} \quad (1.31)$$

o de forma equivalente:

$$L_b \leq 1,2 \cdot L_p \cdot \sqrt{\frac{C_b \cdot R_b}{\frac{M_{bm}}{M_{yc}}}} \quad (1.32)$$

Donde:

C_b → Modificador del gradiente de momentos.

f_{bm} → Mayor valor de la tensión de compresión en el ala considerada en la totalidad de la longitud no arriostrada, calculada sin considerar la flexión lateral de las alas (MPa).

f_{bm} se deberá determinar en base a las cargas mayoradas.

L_b → Longitud no arriostrada (mm).

L_p → Longitud no arriostrada límite (mm).

M_{bm} → Mayor valor del momento flector respecto del eje mayor en la totalidad de la longitud no arriostrada que provoca compresión en el ala considerada (N-mm). M_{bm} se deberá determinar en base a las cargas mayoradas.

M_{yc} → Momento de fluencia con respecto al ala de compresión.

R_b → Factor de balanceo de las cargas del alma.

Si no se satisfacen las Ecuaciones 1.31 o 1.32, según corresponda, se deberán determinar las tensiones de flexión lateral elásticas de segundo orden en el ala de compresión.

Las tensiones de flexión lateral de segundo orden en el ala de compresión se pueden determinar amplificando los valores de primer orden de la siguiente manera:

$$f_l = \left(\frac{0,85}{1 - \frac{f_{bm}}{F_{cr}}} \right) \cdot f_{l1} \geq f_{l1} \quad (1.33)$$

o de manera equivalente:

$$f_l = \left(\frac{0,85}{1 - \frac{M_{bm}}{F_{cr} \cdot S_{xc}}} \right) \cdot f_{l1} \geq f_{l1} \quad (1.34)$$

Donde:

F_{l1} → Tensión de flexión lateral de primer orden en el ala de compresión en la sección considerada, o máxima tensión de flexión lateral de primer orden en el ala de compresión considerada en la totalidad de la longitud no arriostrada, según corresponda (MPa).

F_{cr} → Tensión de pandeo lateral torsional elástico para el ala considerada.

S_{xc} → Módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor de la sección hasta el ala de compresión, tomado como M_{yc} / F_{yc} (mm³).

1.3.4 Mínima armadura para flexión negativa en el tablero de hormigón.

Donde la tensión de tracción longitudinal en el tablero de hormigón debida ya sea a las cargas constructivas mayoradas o a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II de la Tabla 1 sea mayor que ϕf_r , la sección total de la armadura longitudinal no deberá ser menor que 1 por ciento del área total de la sección transversal del tablero de hormigón. f_r se deberá tomar como el módulo de rotura del hormigón, y ϕ se deberá tomar como el factor de resistencia apropiado para hormigón traccionado.

La armadura utilizada para satisfacer este requisito deberá tener una mínima resistencia a la fluencia especificada mayor o igual que 400 MPa y su tamaño no debe ser mayor que el de las barras No. 20 (63.5mm). La armadura requerida se debería colocar en dos capas uniformemente distribuidas en el ancho del tablero, colocando dos tercios de la armadura en la capa superior. La separación entre barras individuales no deberá ser mayor que 300 mm.

Si en la región de momento negativo no se utilizan conectores de corte, toda la armadura longitudinal se deberá prolongar hacia la región de momento positivo, más allá de los conectores de corte adicionales, una distancia no menor que la longitud de anclaje.

Especificando el uso de una cuantía del 1 por ciento con barras de tamaño no mayor que el de las barras No. 20, una resistencia a la fluencia mayor o igual que 400 MPa, y una separación no mayor que 300 mm se pretende controlar la fisuración del tablero de hormigón.

1.3.5 Límites aplicables a las dimensiones de la sección transversal.

1.3.5.1 Proporciones del alma.

1.3.5.1.1 Almas sin rigidizadores longitudinales.

Las almas se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (1.35)$$

Donde:

D → Peralto del alma de la viga (mm).

1.3.5.1.2 Almas con rigidizadores longitudinales.

Las almas se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (1.36)$$

1.3.5.2 Proporciones de las alas.

Las alas de compresión y tracción se deberán diseñar de manera que:

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 12,0 \quad (1.37)$$

$$b_f \geq \frac{D}{6} \quad (1.38)$$

$$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \quad (1.39)$$

Donde:

I_{yc} → Momento de inercia del ala de compresión de la sección de acero respecto del eje vertical en el plano del alma (mm^4)

I_{yt} → Momento de inercia del ala de tracción de la sección de acero respecto del eje vertical en el plano del alma (mm^4).

b_f → Ancho total del ala (mm).

t_f → Espesor del ala (mm).

1.3.6 Conectores de corte.

1.3.6.1 Disposiciones generales.

En las secciones compuestas se deberán proveer conectores de corte tipo perno o tipo canal en la interfaz entre el tablero de hormigón y la sección de acero para resistir el corte en la interfaz. Normalmente se deberán proveer conectores de corte en la totalidad de la longitud de los puentes compuestos de un solo tramo.

En las regiones de flexión negativa se deberán proveer conectores de corte si se considera que la armadura longitudinal forma parte de la sección compuesta. Caso contrario no será necesario proveer conectores de corte en las regiones de flexión

negativa, pero se deberán colocar conectores adicionales en la región donde se encuentran los puntos de contraflexión bajo carga permanente.

Cuando en las regiones de flexión negativa no se coloquen conectores de corte, la armadura longitudinal se deberá prolongar hacia la región de flexión positiva.

1.3.6.2 Tipos.

Los conectores de corte deberían ser de un tipo tal que permita compactar adecuadamente el hormigón para garantizar que la totalidad de sus superficies estén en contacto con el hormigón.

Los conectores deberán ser capaces de resistir movimientos tanto verticales como horizontales entre el hormigón y el acero.

- La relación entre la altura y el diámetro de un conector de corte tipo perno no deberá ser menor que 4.0.
- Los conectores de corte tipo canal deberán tener soldaduras de filetes de un tamaño no menor que 5 mm a lo largo de las aristas del canal.

1.3.6.3 Separación de los conectores de corte en la dirección de la carga.

La separación de los conectores de corte en la dirección de la carga, p , deberá satisfacer:

$$p \leq \frac{n \cdot Z_r}{V_{sr}} \quad (1.40)$$

$$V_{sr} = \frac{V_f \cdot Q}{I} \quad (1.41)$$

Donde:

I → Momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo (mm^4).

n → Número de conectores de corte en una sección transversal.

p → Separación de los conectores de corte a lo largo del eje longitudinal (mm).

Q → Primer momento del área transformada a corto plazo del tablero de hormigón respecto del eje neutro de la sección compuesta a corto plazo (mm^3).

V_f → Rango de fuerzas de corte vertical bajo la combinación de cargas para Estado Límite de Fatiga, tomando la sobrecarga de fatiga (N).

Z_r → Resistencia a la fatiga por corte de un conector de corte individual (N).

V_{sr} → Rango de corte horizontal de fatiga por unidad de longitud (N/mm).

La separación entre los centros de los conectores de corte en la dirección de la carga no deberá ser mayor que 600 mm ni menor que seis veces el diámetro del conector.

1.3.6.4 Separación transversal.

Se deberán colocar conectores de corte transversalmente en el ala superior de la sección de acero. La separación entre dichos conectores de corte podrá ser constante o variable.

La separación entre centros de los conectores de corte tipo perno no deberá ser menor que 4.0 diámetros del perno medidos en forma transversal al eje longitudinal del elemento.

La distancia libre entre el borde del ala superior y el borde del conector de corte más próximo no deberá ser menor que 25 mm.

1.3.6.5 Recubrimiento de hormigón y penetración.

La profundidad libre del recubrimiento de hormigón sobre la parte superior de los conectores de corte no debería ser menor que 50 mm. Los conectores de corte deberían penetrar como mínimo 50 mm en el tablero de hormigón.

1.4 Conclusiones Parciales:

La norma AASHTO incluye un pre-dimensionamiento. Profundiza más en aspectos específicos a aplicar en puentes. Vale aclarar que consideran solo 2 tipos de conectores mientras la NRMC-080:2004 considera 6 tipos diferentes. Dadas las ventajas encontradas en el análisis comparativo entre estas normas. La misma será la utilizada en para el diseño del tablero la norma AASHTO, pues se considera más completa y ajustada al caso de estudio.

Capítulo 2: "Metodología de diseño de secciones compuestas de hormigón y acero".

2.1 Diseño de la losa de hormigón.

Para el diseño debemos revisar 2 elementos fundamentales: la losa de hormigón que conforma el tablero y la cabeza de compresión de la viga ante momentos positivos y la viga de sección compuesta en sí misma. Para la losa el procedimiento de cálculo es el siguiente:

2.1.1 Obtención de criterios de diseño.

- El espaciamiento de las vigas.
- El número de vigas.
- Recubrimiento superior e inferior.
- Resistencia a compresión del hormigón a los 28 días.
- Calidad del acero.
- Densidad del hormigón.
- Recapes por desgastes futuros.
- Propiedades del pretil.
- Las combinaciones de carga aplicables.
- Los factores de resistencia.

2.1.2 Determinación del espesor mínimo de la losa.

A menos que el Propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón deberá ser mayor o igual que 175 mm.

2.1.3 Determinación del espesor mínimo del voladizo.

La región del voladizo de la losa está obligada a ser diseñada para tener una resistencia más grande que la resistencia real del pretil de hormigón.

El mínimo espesor de borde de los voladizos de tablero de hormigón se deberá tomar como:

- Para voladizos de tablero de hormigón que soportan un sistema de postes montados en el tablero: 200 mm
- Para sistemas de postes montados lateralmente: 300 mm

- Para voladizos de tablero de hormigón que soportan paramentos o barreras de hormigón: 200 mm

2.1.4 Selección del espesor de la losa y del voladizo.

Basado en el 2.1.2 y 2.1.3 y los criterios del cliente.

¿Se usará el Método de la franja Equivalente?

No → Otros métodos del diseño de la losa (No es objetivo de la presente tesis)

Sí → Ir al epígrafe 2.1.5.

2.1.5 Cálculo de los efectos de la carga muerta.

2.1.6 Cálculo de los efectos de la carga viva.

Consideraciones a tener en cuenta:

- Incremento por carga dinámica.

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

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

Tabla 1.1: Incremento por Carga Dinámica, IM.

Fuente: Tomado de AASHTO (2007).

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 Límites	33%

- El factor de presencia múltiple.

Tabla 1.1: Factor de presencia múltiple (m).

Fuente: Tomado de AASHTO (2007).

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

- La tabla de la AASHTO para el cálculo de momentos por el método de la faja equivalente.

2.1.7 Cálculo los momentos de diseño factorizados negativos y positivos.

2.1.8 Diseño del refuerzo para flexión positiva en la losa.

El factor de resistencia para la flexión en la sección de hormigón armado es $\phi = 0.9$.

2.1.9 Revisión de la fisuración en presencia de flexión positiva.

Generalmente, el refuerzo transversal de abajo es para el control de la fisuración.

Los elementos se deberán dimensionar de manera que en estado límite de servicio la tensión de tracción en las armaduras de acero no pretensado no sea mayor que f_{sa} :

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d+A)^{1/3}} \leq 0,6 \cdot f_y \quad (2.1)$$

Donde:

f_{sa} → Tensión de fisuración (MPa).

f_y → Resistencia de la viga (MPa).

d → Peralto efectivo de la losa (mm).

A → Área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres (mm^2); a los fines del cálculo el espesor del recubrimiento libre de hormigón utilizado para calcular A no se deberá tomar mayor que 50 mm.

Z → Parámetro relacionado con el ancho de fisura (N/mm)

El parámetro Z deberá ser menor o igual que 30.000 N/mm para elementos en condiciones de exposición moderada, 23.000 N/mm para elementos en condiciones de exposición severa, ó 17.500 N/mm para estructuras enterradas.

El valor de Z deberá ser menor o igual que 23.000 N/mm para el diseño transversal de las vigas cajón de hormigón por segmentos para cualquier carga aplicada antes que el hormigón alcance la totalidad de su resistencia nominal.

2.1.10 Diseño de la losa en presencia de flexión negativa.

El momento de carga viva negativa se calcula a la derecha y a la izquierda de cada viga interior, y el valor extremo es aplicable para todas las secciones.

2.1.11 Revisión de la fisuración en presencia de flexión negativa.

Generalmente, el refuerzo transversal de arriba es para el control de la fisuración.

2.1.12 Diseño a flexión de la losa en voladizo.

Caso de diseño 1 El diseño del voladizo para fuerzas longitudinales para el Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo.

- Caso 1A revisar el refuerzo de la cara interior del pretil.
- Caso 1B revisar el refuerzo del diseño del voladizo.
- Caso 1C revisar el refuerzo del diseño para el 1er tramo del puente.

Caso de diseño 2 El diseño del voladizo para fuerzas verticales para el Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo.

Caso de diseño 3 Diseño del voladizo para cargas vivas y muertas.

- Caso 3A revisar el refuerzo de diseño del voladizo.
- Caso 3B revisar el refuerzo de diseño del 1er tramo.

A_s (voladizo) = Área de refuerzo máxima de las 5.

A_s (voladizo) > A_s (losa)?

SI → Usar A_s (voladizo) en el voladizo.

NO → Usar A_s (losa) en el voladizo.

El acero de refuerzo del voladizo debe satisfacer los requisitos del voladizo y los requisitos de la losa.

2.1.13 Revisión de la fisuración en el voladizo.

Se revisa conforme el epígrafe 2.1.9.

2.1.14 Longitud de anclaje en el voladizo.

Excepto en los apoyos de tramos simples y en los extremos libres de los voladizos, la armadura se deberá prolongar más allá del punto en el cual ya no se la requiere para resistir flexión en una distancia no menor que:

- La profundidad efectiva del elemento,
- 15 veces el diámetro nominal de la barra, o
- 1/20 de la luz libre del tramo

La longitud de anclaje en tracción no deberá ser menor que 300 mm, excepto para empalmes solapados y el anclaje de la armadura de corte.

La longitud básica de anclaje en tracción, l_{db} , en mm, se deberá tomar como:

- Para barras No. 36 y menores

$$l_{db} = \frac{0,02 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (2.2)$$

pero no menor que

$$l_{db} = 0,06 \cdot d_b \cdot f_y \quad (2.3)$$

- Para barras No. 43

$$l_{db} = \frac{25 \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (2.4)$$

- Para barras No. 57

$$l_{db} = \frac{34 \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (2.5)$$

- Para alambre conformado

$$l_{db} = \frac{0,36 \cdot d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (2.6)$$

Donde:

A_b → sección de la barra o alambre (mm²)

f_y → tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

f'_c → resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

d_b → diámetro de la barra o alambre (mm)

2.1.15 Longitud del total del acero en el voladizo.

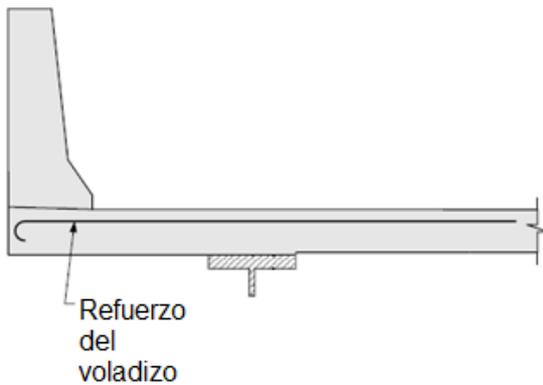


Figura 2.1: Longitud del total del acero en el voladizo.

Fuente: Elaborado por el autor.

$$l_{tv} = l_v + l_a + l_- \quad (2.7)$$

Donde:

l_{tv} → Longitud total del voladizo (mm).

l_a → Longitud de anclaje en el voladizo (mm).

l_v → Longitud del voladizo (mm).

l_- → Longitud del refuerzo negativo (mm).

2.1.16 Diseño y distribución del refuerzo longitudinal de abajo.

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$\frac{1750}{s} \leq 50\% \quad (2.8)$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$\frac{3840}{s} \leq 67\% \quad (2.9)$$

Donde:

S → Longitud de tramo efectiva (mm)

2.1.17 Diseño y distribución del refuerzo longitudinal de arriba.

La armadura para contracción y temperatura se puede proveer en forma de barras, malla de alambre soldada o tendones de pretensado.

Para el caso de las barras o malla de alambre soldada, el área de la armadura en cada dirección deberá satisfacer:

$$A_s \geq \frac{A_g}{f_y} \quad (2.10)$$

Donde:

A_g → Área bruta de la sección (mm^2)

f_y → Tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

A_s → Área de acero de refuerzo (mm^2).

El acero se deberá distribuir uniformemente en ambas caras; sin embargo, en los elementos de 150 mm de espesor o menos, el acero se puede colocar en una sola capa.

La separación de la armadura de contracción y temperatura no deberá ser mayor que 3,0 veces el espesor del componente ó 450 mm.

2.1.18 Diseño del refuerzo longitudinal sobre los apoyos.

¿Las vigas continuas de acero?

NO → Diseño del refuerzo longitudinal de las vigas simplemente apoyadas (No es objetivo de la presente tesis)

SÍ → Para vigas continuas de acero, diseñe refuerzo longitudinal sobre los apoyos

El refuerzo longitudinal sobre los apoyos no puede ser menor del 1% del refuerzo total de la losa, y usar barras de hasta 19 mm. En cualquier caso el espaciamiento de las barras de acero no puede ser menor de 150mm.

2.1.19 Dibujar el esquema final del refuerzo de la losa.

2.2 Diseño de la viga de acero.

2.2.1 Obtención de criterios de diseño

Incluye criterios específicos del proyecto (como las distancias, la configuración de la viga, el espaciamiento inicial de las vigas, propiedades del material, y el diseño de la losa) y criterios del diseño de AASHTO (como los factores y combinaciones de cargas, factores de resistencia, y Presencia de Múltiples Sobrecargas).

2.2.2 Selección la sección de la viga a analizar

¿Sección compuesta?

NO → Cálculo de las propiedades de la sección no compuesta (no es objetivo de la presente tesis)

SI → Ir al epígrafe 2.2.3.

2.2.3 Cálculo de las propiedades de la sección compuesta.

Incluyen las siguientes consideraciones:

- La secuencia de carga.
- El ancho efectivo.

La longitud de tramo efectiva utilizada para calcular el ancho de ala efectivo se puede tomar como la longitud real para tramos simplemente apoyados y como la distancia entre los puntos de inflexión debidos a las cargas permanentes para tramos continuos, según corresponda ya sea para momentos positivos o negativos.

Para las vigas interiores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el menor valor entre:

- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva;
- 12,0 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor
- La separación promedio de las vigas adyacentes.

Para las vigas exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el semiancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor valor entre:

- Un octavo de la longitud de tramo efectiva;

- 6,0 veces el espesor promedio de la losa, más el semiespesor del alma o un cuarto del ancho del ala superior de la viga de base, cualquiera sea el valor que resulte mayor
- El ancho del vuelo.

2.2.4 Cálculo de los efectos de la carga muerta.

La viga debe ser diseñada para resistir los efectos de las cargas muertas, así como también los otros efectos de carga. Los componentes de las cargas muertas consisten en pesos muertos resistidos por la sección no compuesta, así como los otros pesos muertos resistidos por la sección compuesta. Además, algunas cargas muertas son factorizadas con el factor de carga de DC y otras cargas muertas son factorizadas con el factor de carga DW.

2.2.5 Cálculo de los efectos de la carga viva.

Incluyen las siguientes consideraciones:

- Incremento por carga dinámica
- Factor de distribución para la carga viva

2.2.6 Efectos de las combinaciones de carga.

Incluye factores y combinaciones de carga para los estados límites de resistencia servicio y fatiga.

Tabla 3.1: Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

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	-	-	-	-	

2.2.7 Comprobación de los límites de proporción de las vigas.

Incluyen las siguientes consideraciones:

- Proporciones generales
- Proporción de las alas

Las alas de compresión y tracción se deberán diseñar de manera que:

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 12 \quad (2.11)$$

$$b_f \geq \frac{D}{6} \quad (2.12)$$

$$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \quad (2.13)$$

Donde:

b_f → Ancho del ala.

t_f → Espesor del ala.

I_{yc} → momento de inercia del ala de compresión de la sección de acero respecto del eje vertical en el plano del alma (mm^4)

I_{yt} → momento de inercia del ala de tracción de la sección de acero respecto del eje vertical en el plano del alma (mm^4)

- Proporción del alma

Almas sin rigidizadores longitudinales

Las almas se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (2.14)$$

Almas con rigidizadores longitudinales

Las almas se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (2.15)$$

Donde:

D → Peralto del alma de la viga (mm).

Las proporciones de la sección son adecuadas?

NO → Volver a 2.2.2 y redimensionar

SI → ¿Sección compuesta?

NO → Ir al epígrafe 2.2.9.

SI → Ir al epígrafe 2.2.8.

2.2.8 Cálculo del Momento plástico

2.2.9 Determinar si la sección es compacta o no compacta.

Para que la sección sea compacta tiene que cumplir lo siguiente:

Para flexión positiva:

$$\frac{2 \cdot D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (2.16)$$

Para flexión negativa:

$$\frac{2 \cdot D_c}{t_w} \leq 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (2.17)$$

Donde:

D_c → Profundidad del alma comprimida en el rango elástico (mm).

NO → **2.2.10 Diseño a flexión – estado límite de Resistencia (Resistencia a la flexión expresada en tensiones)**

SI → **2.2.10 Diseño a flexión – estado límite de Resistencia (Resistencia a la flexión expresada en momentos)**

2.2.10 Diseño a flexión – estado límite de Resistencia (Resistencia a la flexión expresada en momentos)

2.2.11 Diseño a cortante.

Incluyen las siguientes consideraciones:

- Cálculo de la rigidez de las vigas en paneles interiores y exteriores.
- Cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante.
- Comprobar D / t_w para el esfuerzo al corte.
- Comprobar la tensión de fatiga.
- Comprobar los requisitos de manipulación.
- Comprobar la resistencia nominal de esfuerzo al corte para constructibilidad.

¿Usar rigidizador transversal?

Si ninguno de los rigidizadores son usados, entonces la viga debe ser diseñada para el esfuerzo al corte basado en el no uso de rigidizadores.

Si se va a emplear rigidizador transversal calcular según el epígrafe 2.2.12

2.2.12 Diseñar el Rigidizador transversal.

El diseño incluye:

- Seleccione 1plancha o doble plancha.

- Cálculo del ancho, el momento de inercia, y el área.
- Comprobar requisitos de esbeltez.

$$\lambda_{pf} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (2.18)$$

$$\lambda_{rf} = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (2.19)$$

Donde:

λ_{rf} = relación de esbeltez límite para un ala no compacta

λ_{pf} = relación de esbeltez límite para un ala compacta

- Comprobar requisitos de rigidez.

$$L_p = 1,0 \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (2.20)$$

$$L_r = \pi \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (2.21)$$

Donde:

L_p → Longitud no arriostrada límite para alcanzar la resistencia nominal a flexión (mm).

L_r → Longitud no arriostrada límite para llegar al inicio de la fluencia nominal en cualquiera de las alas bajo flexión uniforme considerando los efectos de las tensiones residuales en el ala de compresión (mm).

- Comprobar requisitos de fuerza.

Alas con arriostramiento discreto solicitadas a compresión

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$f_{bu} + \frac{1}{3} \cdot f_l \leq \phi_f \cdot F_{nc} \quad (2.22)$$

Donde:

ϕ_f → Factor de resistencia para flexión.

f_{bu} → Tensión en el ala calculada sin considerar la flexión lateral del ala (MPa)

f_l → Tensión de flexión lateral en el ala (MPa)

F_{nc} → Resistencia nominal a la flexión del ala de compresión (MPa)

Alas con arriostramiento discreto solicitadas a tracción

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$f_{bu} + \frac{1}{3} \cdot f_l \leq \phi_f \cdot F_{nt} \quad (2.23)$$

Donde:

F_{nt} → resistencia nominal a la flexión del ala (MPa).

Alas con apoyo lateral continuo solicitadas a tracción o compresión

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$f_{bu} \leq \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yf} \quad (2.24)$$

Donde:

F_{yf} → Mínima resistencia a la fluencia especificada de un ala (MPa)

R_h → Factor de hibridez.

2.2.13 Diseño a flexión – estado límite de fatiga y fractura.

Verificar

- La carga de fatiga.
- La fatiga inducida por la carga.
- Los requisitos de fatiga por tramos.
- La fatiga inducida por distorsión.
- La fractura.

2.2.14 Diseño a flexión – estado límite de servicio.

Calcular:

- Deflexión por la carga viva (opcional).

- Deflexión permanente.

2.2.15 Diseño a flexión – verificando la constructibilidad.

Se verificará que la viga sea capaz de resistir las cargas siguientes:

- Peso propio viga.
- Encofrado de la losa.
- Losa de hormigón.
- Carga de construcción.

Esta revisión debe hacerse considerando que el hormigón no se ha endurecido y por tanto no aporta a la resistencia de las cargas.

2.2.16 Verificación de los efectos del viento en las vigas.

(Este efecto se estudia en otra tesis paralela)

¿Ya se revisó el diseño de las secciones a flexión positiva y negativa?

NO → Ir al epígrafe 2.2.9.

SI → ¿Todas las especificaciones fueron revisadas y el diseño de la viga es óptimo?

NO → Ir al epígrafe 2.2.2.

SI → Ir al epígrafe 2.2.17.

2.2.17 Dibujar el diseño final de la viga de acero

2.3 Conectores.

2.3.1 Cálculo del cortante rasante total V_h , entre los puntos de máximo momento positivo y adyacente a los de 0 momento.

$$V_h = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot t_s \quad (2.25)$$

o

$$V_h = (F_{yw} \cdot D_w \cdot t_w) + (F_{yt} \cdot b_t \cdot t_t) + (F_{yc} \cdot b_c \cdot t_c) \quad (2.26)$$

Donde:

D → Peralto de la viga (mm).

Se utiliza el menor de los dos valores obtenidos.

2.3.2 Cálculo de la fuerza horizontal total de esfuerzo al corte (V_h), para secciones compuestas de luces continuas, entre cada punto adyacente de 0.0 momento y el centerline de un apoyo interior.

$$V_h = A_r \cdot F_y = (A_{rb} \cdot F_y) + (A_{rt} \cdot F_y) \quad (2.27)$$

o

$$V_h = (F_{yw} \cdot D_w \cdot t_w) + (F_{yt} \cdot b_t \cdot t_t) + (F_{yc} \cdot b_c \cdot t_c) \quad (2.28)$$

Donde:

A_r → Área de acero de la losa.

F_y → Resistencia del acero de refuerzo.

Se utiliza el menor de los dos valores obtenidos.

2.4 Conclusiones parciales:

La metodología estudiada abarca todas las consideraciones a tener en cuenta para el diseño de tableros mixtos. Verifica las propiedades físico-mecánicas y la geometría de la sección. Además propone la revisión de los máximos de momento, tanto positivo como negativo, y el cortante para el Estado Límite de Ultimo y verifica el comportamiento en Estados Límites de Servicio (Deformación y Fisuración).

Capítulo 3: "Aplicación al caso de estudio del tablero del puente del Abra del Yumurí."

3.1 Diseño de la losa de hormigón.

3.1.1 Obtención de criterios de diseño.

- El espaciamiento de las vigas. **L = 3300mm**(Ver anexo A1)
- El número de vigas. **nv =4 vigas**(Ver anexo A1)
- Recubrimiento superior e inferior. **40 mm**
- Resistencia a compresión del hormigón a los 28 días. **f'c=30MPa**
- Calidad del acero. **G-40 – 300MPa**
- Densidad del hormigón. = **2400Kg/cm³**
- Los factores de resistencia.

Losa: $\phi = 0,9$

Viga: $\phi = 1$

3.1.2 Determinación del espesor mínimo de la losa.

Por predimensionamiento se propone una losa de 300 mm de espesor, cumpliendo con el requerimiento de espesor mínimo que es de 175 mm. Tomamos este valor como requerimiento del cliente por ser los planos del anexo A1 uno de los datos de partida.

3.1.3 Determinación del espesor mínimo del voladizo.

Por predimensionamiento se propone un espesor de 300 mm, cumpliendo con el requerimiento de espesor mínimo para voladizos de tablero de hormigón que soportan paramentos o barreras de hormigón: 200 mm.

3.1.4 Selección del espesor de la losa y del voladizo.

Se utilizará en el diseño un espesor de 300 mm.

¿Se usará el Método de la franja Equivalente?

Sí → Ir al epígrafe 3.1.5.

3.1.5 Cálculo de los efectos de la carga muerta.

Los valores de esfuerzos actuantes se obtienen del anteproyecto y otras tesis que se desarrollan paralelas al presente trabajo.

Tabla 3.1: Efectos de la carga muerta.

Fuente: Elaborado por el autor.

Carga	M^+ _{central} (Kg.m)	M^+ _{adyacente} (Kg.m)	M^- _{apoyo} (Kg.m)	M^- _{voladizo} (Kg.m)
PP	461	420	490	518
CP	227	207	242	256

3.1.6 Cálculo de los efectos de la carga viva.

Tabla 3.2: Efectos de la carga viva.

Fuente: Elaborado por el autor.

Carga	M^+ _{central} (Kg.m)	M^+ _{adyacente} (Kg.m)	M^- _{apoyo} (Kg.m)	M^- _{voladizo} (Kg.m)
viva	5775	3300	4950	7500

Está incluido el efecto dinámico o de impacto en los vehículos que lo llevan.

3.1.7 Cálculo de los momentos de diseño factorizados negativos y positivos.

Combinaciones de cargas:

$$1. \quad 1,2 \cdot G + 1,6 \cdot Q \quad (3.1)$$

$$2. \quad 1,2 \cdot G + 0,8 \cdot W \quad (3.2)$$

$$3. \quad 1,2 \cdot G + 1,4 \cdot W + 0,5 \cdot Q \quad (3.3)$$

$$4. \quad 0,9 \cdot G + 1,4 \cdot W \quad (3.4)$$

Donde:

G → Efecto de las cargas muertas. (Kg.m)

Q → Efecto de la carga viva. (Kg.m)

W → Efecto del viento. (Kg.m)

La combinación más crítica es la 1.

Momentos factorizados:

$$M^+_{central} = 100,656 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M^+_{adyacente} = 60,324 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{voladizo}^{-} = 129,288 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{apoyo}^{-} = 87,984 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.1.8 Diseño del refuerzo para flexión positiva en la losa.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u^*}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b}} \quad (3.5)$$

Donde:

a → Bloque de compresión del hormigón (cm).

d → Peralto efectivo de la losa (cm).

M_u^* → Momento actuante (kN.cm).

ϕ → Factor de resistencia para la flexión.

f'_c → Resistencia a compresión del hormigón a los 28 días (kN.cm²).

b → Ancho de la franja de hormigón que trabaja conjuntamente con la viga (cm).

El área de refuerzo del acero se calcula como:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad (3.6)$$

Donde:

A_s → Área de acero de refuerzo (cm²).

f_y → Tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (kN.cm²).

De aquí se puede obtener el espaciamiento de las barras:

$$@ = \frac{A_b \cdot b}{A_s} \quad (3.7)$$

Donde:

@ → Espaciamiento entre barras (cm).

A_b → Área de la barra del acero de refuerzo (cm²).

Para $M_{central}^+ = 100,656 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$d = 25,2 \text{ cm}$

El factor de resistencia para la flexión es $\phi = 0.9$.

$f'_c = 30 \text{ Mpa}$

$f_y = 300 \text{ Mpa}$

$$b=1\text{m}=1000\text{mm}$$

$$\phi 16\text{mm}$$

$$A_b=1,99\text{cm}^2$$

$$a = 25,2 - \sqrt{25,2^2 - \frac{2 \cdot 10065,6}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 3 \cdot 100}}$$

$$a = 1,8 \text{ cm}$$

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

$$A_s = 15,34 \text{ cm}^2$$

$$@ = \frac{A_b \cdot b}{A_s}$$

$$@ = 12,96 \text{ cm} \approx 120\text{mm}$$

Para $M^+_{\text{adyacente}}=60,324 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$a = 25,2 - \sqrt{25,2^2 - \frac{2 \cdot 6032,4}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 3 \cdot 100}}$$

$$a = 1,06 \text{ cm}$$

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

$$A_s = 9,05\text{cm}^2$$

$$@ = \frac{A_b \cdot b}{A_s}$$

$$@ = 21,97\text{cm} \approx 210\text{mm}$$

3.1.9 Revisión de la fisuración en presencia de flexión positiva.

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d+A)^{1/3}} \leq 0,6 \cdot f_y \quad (3.8)$$

Donde:

f_{sa} → Tensión de fisuración.

A → Área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres (mm^2)

Z → parámetro relacionado con el ancho de fisura (N/mm)

El parámetro $Z = 23.000$ N/mm para elementos en condiciones de exposición severa.

$$A = @ \cdot 2 \cdot d_s \quad (3.9)$$

Donde:

d_s → Distancia medida desde la fibra de hormigón más traccionada de la losa hasta el centroide del acero de refuerzo (mm).

$$0,6 \cdot f_y = 0,6 \cdot 345 = 207 \text{ Mpa}$$

Para $M_{\text{central}}^+ = 100,656$ kN·m

$$d_s = 48 \text{ mm}$$

$$@ = 120 \text{ mm}$$

$$A = 11520 \text{ mm}^2$$

$$f_{sa} = \frac{23000}{(252 + 11520)^{1/3}} = 161,22 \text{ Mpa} < 207 \text{ Mpa}$$

Para $M_{\text{adyacente}}^+ = 60,324$ kN·m

$$d_s = 48 \text{ mm}$$

$$@ = 210 \text{ mm}$$

$$A = 20160 \text{ mm}^2$$

$$f_{sa} = \frac{23000}{(252 + 20160)^{1/3}} = 133,79 \text{ Mpa} < 207 \text{ Mpa}$$

3.1.10 Diseño de la losa en presencia de flexión negativa.

Para $M_{\text{apoyo}}^- = 87,99$ kN·m

$$a = 25,2 - \sqrt{25,2^2 - \frac{2 \cdot 8799}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 3 \cdot 100}}$$

$$a = 1,57 \text{ cm}$$

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

$$A_s = 13,34 \text{ cm}^2$$

$$@ = \frac{A_b \cdot b}{A_s}$$

$$@ = 14,9 \text{ cm} \approx 140 \text{ mm}$$

3.1.11 Revisión de la fisuración en presencia de flexión negativa.

Para $M^-_{\text{apoyo}} = 87,99 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$d_s = 48 \text{ mm}$$

$$@ = 140 \text{ mm}$$

$$A = 13440 \text{ mm}^2$$

$$f_{sa} = \frac{23000}{(48 + 13440)^{1/3}} = 153,15 \text{ Mpa} < 207 \text{ Mpa}$$

3.1.12 Diseño a flexión de la losa en voladizo.

Para $M^-_{\text{voladizo}} = 129,288 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$a = 25,2 - \sqrt{25,2^2 - \frac{2 \cdot 12928,8}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 3 \cdot 100}}$$

$$a = 2,34 \text{ cm}$$

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

$$A_s = 19,9 \text{ cm}^2$$

$$@ = \frac{A_b \cdot b}{A_s}$$

$$@ = 9,985 \text{ cm} \approx 100 \text{ mm}$$

3.1.13 Revisión de la fisuración en el voladizo.

Para $M_{\text{voladizo}} = 129,288 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$d_s = 48\text{mm}$$

$$@ = 100\text{mm}$$

$$A = 9600\text{mm}^2$$

$$f_{sa} = \frac{23000}{(48 + 9600)^{1/3}} = 171,33\text{Mpa} < 207\text{Mpa}$$

3.1.14 Longitud de anclaje en el voladizo.

Excepto en los apoyos de tramos simples y en los extremos libres de los voladizos, la armadura se deberá prolongar más allá del punto en el cual ya no se la requiere para resistir flexión en una distancia no menor que:

- La profundidad efectiva del elemento = 25.2cm

La longitud de anclaje en tracción no deberá ser menor que 300 mm. La longitud básica de anclaje en tracción, l_{db} , en mm, se deberá tomar como:

Para barras No. 36 y menores:

$$l_{db} = \frac{0,02 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (3.10)$$

Pero no menor que:

$$l_{db} = 0,06 \cdot d_b \cdot f_y \quad (3.11)$$

Donde:

l_{db} → Longitud básica de anclaje en tracción (mm).

d_b → Diámetro de la barra (mm).

$$l_{db} = \frac{0,02 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} = \frac{0,02 \cdot 199 \cdot 300}{\sqrt{30}} = 217,99\text{mm}$$

$$l_{db} = 0,06 \cdot d_b \cdot f_y = 0,06 \cdot 16 \cdot 300 = 288\text{mm}$$

Entonces:

$$l_{db} = 288\text{mm}$$

3.1.15 Longitud del total del acero en el voladizo.

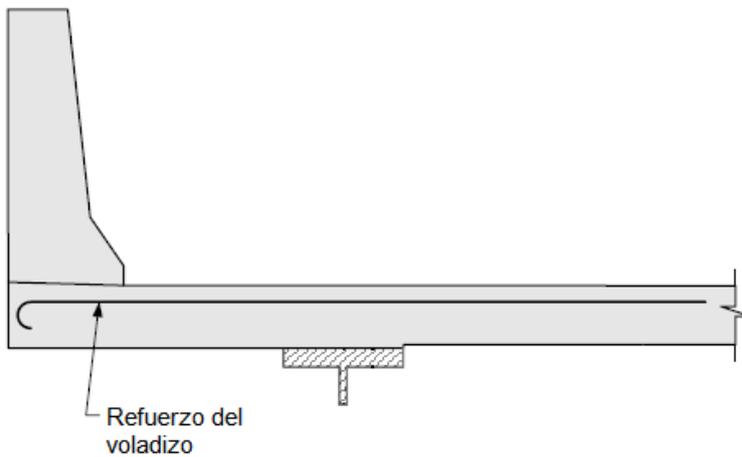


Imagen 3.1: Longitud del total del acero en el voladizo.

Fuente: Elaborado por el autor.

$$l_{tv} = l_v + l_a + l_- \quad (3.12)$$

Donde:

l_{tv} → Longitud total del voladizo (mm).

l_a → Longitud de anclaje en el voladizo (mm).

l_v → Longitud del voladizo (mm).

l_- → Longitud del refuerzo negativo (mm).

$$l_{tv} = 1200 + 288 + 660 = 2148mm$$

3.1.16 Diseño y distribución del refuerzo longitudinal de abajo.

Armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$\frac{3840}{s} \leq 67\% \quad (3.13)$$

Donde:

S → longitud de tramo efectiva (mm).

S=3050mm

$$\frac{3840}{s} = 69.53\% > 67\%$$

Por lo que se toma el 67%.

$$A_{s\text{principal}} = 9,045\text{cm}^2/m$$

$$A_{s\text{secundario}} = 9,045\text{cm}^2 \cdot 0.67 = 6.06\text{cm}^2/m$$

φ12@320mm

3.1.17 Diseño y distribución del refuerzo longitudinal de arriba.

$$A_s \geq \frac{A_g}{f_y} \quad (3.14)$$

Donde:

A_g → área bruta de la sección (mm²)

$$A_g = b \cdot t_s \quad (3.15)$$

Donde:

t_s → Peralto de la losa (mm)

$$A_g = 1000\text{mm} \cdot 300\text{mm} = 300000\text{mm}^2$$

$$A_s = \frac{300000}{300} = 1000\text{mm}^2$$

$$A_{s\text{cara superior}} = \frac{1000\text{mm}^2}{2} = 500\text{mm}^2 = 5\text{cm}^2/m$$

φ12@250mm

3.2 Diseño de la viga de acero.

3.2.1 Obtención de criterios de diseño

Incluye criterios específicos del proyecto que se toman del anexo A1 (como las distancias, la configuración de la viga, el espaciado inicial de las vigas, propiedades del material, y el diseño de la losa) y criterios del diseño de AASHTO (como los factores y combinaciones de cargas, factores de resistencia, y Presencia de Múltiples Sobrecargas).

3.2.2 Selección de la sección de la viga a analizar.

¿Sección compuesta?

SI → Ir al epígrafe 3.2.3

3.2.3 Cálculo de las propiedades de la sección compuesta.

El ancho de ala efectivo se puede tomar como el menor valor entre:

$$\circ \quad b_s = \frac{l_e}{4} \quad (3.16)$$

$$\circ \quad b_s = (12 \cdot t_s) + \left(\frac{b_c}{2}\right) \quad (3.17)$$

$$\circ \quad b_s = S \quad (3.18)$$

Donde:

S → Longitud de tramo efectiva transversal (mm).

l_e → Longitud de tramo efectiva longitudinal (mm).

b_s → Ancho de ala efectivo (mm).

b_c → Ancho del ala superior (mm).

$$b_s = \frac{l_e}{4} = \frac{27000}{4} = 6750mm$$

$$b_s = (12 \cdot t_s) + \left(\frac{b_c}{2}\right) = (12 \cdot 300) + \left(\frac{500}{2}\right) = 3850mm$$

$$b_s = S = 3050mm$$

Por lo que:

$$b_s = 3050mm$$

3.2.4 Cálculo los efectos de la carga muerta.

Los gráficos de esfuerzos de la carga muerta se representan en el anexo A2.

3.2.5 Cálculo los efectos de la carga viva.

Los gráficos de esfuerzos de la carga viva se representan en el anexo A2.

3.2.6 Efectos de las combinaciones de carga.

Los gráficos de las combinaciones de carga se representan en el anexo A2.

3.2.7 Comprobación de los límites de proporción de las vigas para la región de momento positivo.

Incluyen las siguientes consideraciones:

- Proporciones generales
- Proporción de las alas

Las alas de compresión y tracción se deberán diseñar de manera que:

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 12 \quad (3.19)$$

$$b_f \geq \frac{D_w}{6} \quad (3.20)$$

$$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \quad (3.21)$$

Donde:

b_f → Ancho del ala (mm).

t_f → Espesor del ala (mm).

t_w → Espesor del alma (mm).

I_{yc} → momento de inercia del ala de compresión de la sección de acero respecto del eje vertical en el plano del alma (mm⁴)

I_{yt} → momento de inercia del ala de tracción de la sección de acero respecto del eje vertical en el plano del alma (mm^4)

$$b_f = 500\text{mm}$$

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{500}{2 \cdot 20} = 12,5 > 12$$

Esta ecuación es para controlar las distorsiones que se pueden producir en las alas al ser soldadas. Al no cumplirse la autora propone poner cepos en las mesas de soldaduras.

$$D_w = 1600\text{mm}$$

$$\frac{D_w}{6} = \frac{1600\text{mm}}{6} = 266,7\text{mm} < 500\text{mm}$$

$$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$$

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 1$$

$$0,1 \leq 1 \leq 10$$

- Proporción del alma

Almas con rigidizadores longitudinales

Las almas se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D_w}{t_w} \leq 300 \tag{3.22}$$

$$\frac{1600\text{mm}}{22\text{mm}} = 72,73 < 300$$

¿Las proporciones de la sección son adecuadas?

NO → Volver a 3.2.2 y redimensionar

SI → ¿Sección compuesta?

NO → Ir al epígrafe 3.2.9

SI → Ir al epígrafe 3.2.8

3.2.8 Cálculo del Momento plástico para la región de momento positivo.

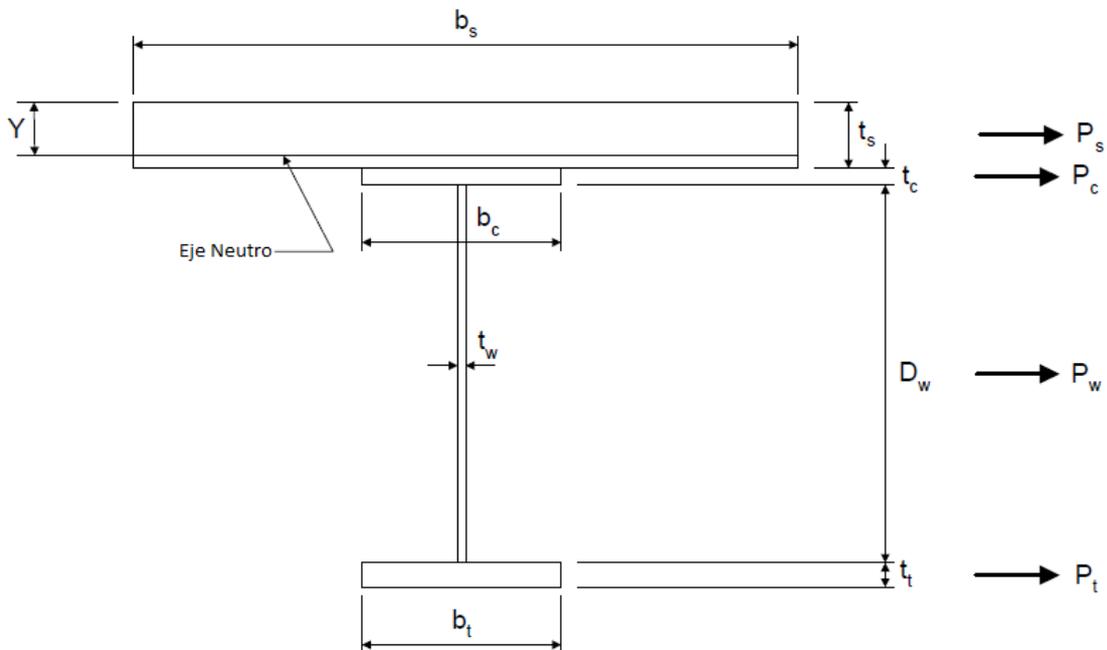


Imagen 3.2: Cálculo de la capacidad del momento plástico para flexión positiva.

Fuente: Elaborado por el autor.

Losa:

$$f'_c = 30\text{MPa} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$b_s = 3050\text{mm}$$

$$t_s = 300\text{mm}$$

$$P_s = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_s \cdot t_s \quad (3.23)$$

Donde:

P_s → Fuerza provocada por la losa de hormigón.

$$P_s = 0,85 \cdot 30\text{N/mm}^2 \cdot 3050\text{mm} \cdot 300\text{mm} = 23332500\text{N} = 23332,5\text{kN}$$

Ala superior:

$$P_c = F_{yc} \cdot b_c \cdot t_c \quad (3.24)$$

Donde:

P_c → Fuerza provocada por el ala superior.

F_{yc} → Resistencia de fluencia del ala superior.

t_c → Espesor del ala superior.

$$F_{yc} = 345\text{MPa} = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$b_c = 500\text{mm}$$

$$t_c = 20\text{mm}$$

$$P_c = 345\text{N/mm}^2 \cdot 500\text{mm} \cdot 20\text{mm} = 3450000\text{N} = 3450\text{kN}$$

Alma:

$$P_w = F_{yw} \cdot D_w \cdot t_w \quad (3.25)$$

Donde:

P_w → Fuerza provocada por el alma.

F_{yw} → Resistencia de fluencia del alma.

$$P_w = 345\text{N/mm}^2 \cdot 1600\text{mm} \cdot 22\text{mm} = 12144000\text{N} = 12144\text{kN}$$

Ala inferior:

$$P_t = F_{yt} \cdot b_t \cdot t_t \quad (3.26)$$

Donde:

P_t → Fuerza provocada por el ala inferior.

F_{yt} → Resistencia de fluencia del ala inferior.

b_t → Ancho del ala inferior.

t_t → Espesor del ala inferior.

$$F_{yt} = 345 \text{MPa} = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$b_t = 500 \text{mm}$$

$$t_t = 20 \text{mm}$$

$$P_t = 345 \text{N/mm}^2 \cdot 500 \text{mm} \cdot 20 \text{mm} = 3450000 \text{N} = 3450 \text{kN}$$

$$Y = t_s \cdot \left(\frac{P_c + P_w + P_t}{P_s} \right) \quad (3.27)$$

Donde:

Y → Distancia desde la fibra más comprimida de la losa de hormigón hasta el eje neutro.

$$Y = 300 \text{mm} \cdot \left(\frac{3450 + 12144 + 3450}{23332,5} \right) = 244,8 \text{mm}$$

Fuerza de compresión:

$$\text{Compresión} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_s \cdot Y \quad (3.28)$$

Donde:

Compresión → Aporte a compresión de la sección (kN).

$$\text{Compresión} = 0,85 \cdot 3 \text{kN/cm}^2 \cdot 305 \text{cm} \cdot 24,48 \text{cm} = 19039,32 \text{kN}$$

Brazos:

$$d_c = \frac{t_c}{2} + (t_s - Y) \quad (3.29)$$

$$d_w = \frac{D_w}{2} + t_c + (t_s - Y) \quad (3.30)$$

$$d_t = \frac{t_t}{2} + D_w + t_c + (t_s - Y) \quad (3.31)$$

$$d_c = \frac{t_c}{2} + (t_s - Y) = \frac{20}{2} + (300 - 244,8) = 65,2mm$$

$$d_w = \frac{D_w}{2} + t_c + (t_s - Y) = \frac{1600}{2} + 20 + (300 - 244,8) = 875,2mm$$

$$d_t = \frac{t_t}{2} + D_w + t_c + (t_s - Y) = \frac{20}{2} + 1600 + 20 + (300 - 244,8) \\ = 1685,2mm$$

$$M_p = \frac{Y^2 \cdot P_s}{2 \cdot t_s} + (P_c \cdot d_c + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t) \quad (3.32)$$

Donde:

M_p → Momento plástico de la sección.

$$M_p = \frac{144,8^2 \cdot 19039,32}{2 \cdot 300} \\ + [3450 \cdot 65,2 + 12144 \cdot 875,2 + 3450 \cdot 1685,2]$$

$$M_p = 18568925,62kN \cdot mm = 18568,93kN \cdot m$$

3.2.9 Determinar si la sección es compacta o no compacta para la región de momento positivo.

Para que la sección sea compacta tiene que cumplir lo siguiente:

$$\frac{2 \cdot D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (3.33)$$

Donde:

D_{cp} → Profundidad del alma comprimida cuando se produce el momento plástico (mm).

E → Módulo de elasticidad del acero (MPa).

$D_{cp} = 0$ Porque la línea neutra está en la losa.

Por lo que la sección es compacta.

3.2.10 Diseño a flexión – estado límite de Resistencia, para la región de momento positivo.

$$M_n = 1,3 \cdot R_h \cdot M_y \quad (3.34)$$

Donde:

M_n → Resistencia nominal a la flexión de la sección.

R_h → Factor de hibridez.

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \quad (3.35)$$

Donde:

M_y → Momento de fluencia (kN. m).

M_{AD} → Momento flector adicional que se debe aplicar a la sección compuesta a corto plazo para provocar la fluencia nominal en cualquiera de las alas de acero (kN. m).

M_{D1} → Momento flector provocado por la carga permanente mayorada aplicada antes que el tablero de hormigón se haya endurecido o se haya vuelto compuesto (kN. m).

M_{D2} → Momento flector provocado por la carga permanente mayorada que se aplica a la sección compuesta a largo plazo (kN. m).

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \quad (3.36)$$

Donde:

F_y → Mínima resistencia a la fluencia especificada del acero (MPa)

S_{NC} → Módulo resistente elástico de la sección no compuesta (mm³)

S_{LT} → Módulo resistente elástico de la sección compuesta a largo plazo (mm³)

S_{ST} → Módulo resistente elástico de la sección compuesta a corto plazo (mm³)

$$M_{D1} = 1,25 \cdot 2292kN \cdot m = 2865kN \cdot m$$

$$M_{D2} = 1,5 \cdot 807kN \cdot m = 1210,5kN \cdot m$$

Para el ala inferior:

$$S_{NC} = \frac{I_{NC}}{d_{inferior}} \quad (3.37)$$

Donde:

I_{NC} → Inercia de la sección no compuesta (mm^3)

$d_{inferior}$ → Distancia del centroide de la sección a la fibra más traccionada del ala inferior (mm)

$$I_{NC} = \sum I + \sum A \cdot d^2 \quad (3.38)$$

Donde:

I → Inercia del elemento (mm^4).

A → Área del elemento (mm^2).

d^2 → Brazo del elemento (mm).

$$\begin{aligned} I_{NC} &= \sum I + \sum A \cdot d^2 = 7510000000\text{mm}^4 + 13122000000\text{mm}^4 \\ &= 20632000000\text{mm}^4 \end{aligned}$$

$$y_{centroidal} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{45264000\text{mm}^3}{55200\text{mm}^2} = 820\text{mm} \quad (3.39)$$

Donde:

$y_{centroidal}$ → Altura del centroide de la sección con respecto al punto inferior de la misma (mm).

$$d_{inferior} = y_{centroidal} = 820\text{mm} \quad (3.40)$$

$$S_{NCinferior} = \frac{I_{NC}}{d_{inferior}} = \frac{20632000000\text{mm}^4}{820\text{mm}} = 25160955,61\text{mm}^3$$

$$S_{LT} = \frac{I_{LT}}{d_{inferior}}$$

$$I_{LT} = \sum I + \sum A \cdot d^2$$

Donde:

I_{LT} → Inercia de la sección compuesta a largo plazo (mm^4).

$$I_{LT} = \sum I + \sum A \cdot d^2 = 11238660429mm^4 + 64275516489mm^4$$

$$= 75514176917mm^4$$

$$y_{centroidal} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{1402356864mm^3}{801840mm^2} = 1748,92mm$$

$$d_{inferior} = y_{centroidal} = 1748,92mm$$

$$S_{LTinferior} = \frac{I_{LT}}{d_{inferior}} = \frac{75514176917mm^4}{1748,92mm} = 43177517,2mm^3$$

$$S_{ST} = \frac{I_{ST}}{d_{inferior}}$$

Donde:

I_{ST} → Inercia de la sección compuesta a corto plazo (mm^4)

$$I_{ST} = \sum I + \sum A \cdot d^2$$

$$I_{ST} = \sum I + \sum A \cdot d^2 = 14372500000mm^4 + 62104660482mm^4$$

$$= 76477160482mm^4$$

$$y_{centroidal} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{1683114000mm^3}{970200mm^2} = 1734,81mm$$

$$d_{inferior} = y_{centroidal} = 1734,81mm$$

$$S_{STinferior} = \frac{I_{ST}}{d_{inferior}} = \frac{76477160482mm^4}{1734,81mm} = 44083847,62mm^3$$

Resumen:

$$S_{NCinferior} = 2516095,61mm^3$$

$$S_{LTinferior} = 43177517,2mm^3$$

$$S_{STinferior} = 44083847,62mm^3$$

$$M_{AD} = S_{ST} \cdot \left(F_y - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right)$$

$$M_{ADinferior} = 44083447,62 \cdot \left(0,345 - \frac{2865000}{2516095,61} - \frac{1210500}{43177517,2} \right)$$

$$= 8953331,021kN \cdot mm$$

$$M_yinferior = M_{D1} + M_{D2} + M_{ADinferior}$$

$$= 2865000 + 1210500 + 8953331,021$$

$$= 13028831,02 kN \cdot mm$$

Para el ala superior:

$$d_{superior} = 820mm$$

$d_{superior}$ → Distancia del centroide de la sección a la fibra más comprimida del ala superior (mm)

$$S_{NCsuperior} = \frac{I_{NC}}{d_{superior}} = \frac{20632000000mm^4}{820mm} = 25160955,61mm^3$$

$$d_{superior} = 128,92mm$$

$$S_{LTsuperior} = \frac{I_{LT}}{d_{superior}} = \frac{75514176917mm^4}{1748,92mm} = 43177517,2mm^3$$

$$d_{superior} = 114,81mm$$

$$S_{ST\text{superior}} = \frac{I_{ST}}{d_{\text{superior}}} = \frac{76477160482\text{mm}^4}{1734,81\text{mm}} = 44083847,62\text{mm}^3$$

$$M_{AD\text{superior}} = 666111330,5 \cdot \left(0,345 - \frac{2865000}{2516095,61} - \frac{1210500}{585728313,5} \right)$$

$$= 152583813,3\text{kN} \cdot \text{mm}$$

$$M_{y\text{superior}} = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD\text{superior}}$$

$$= 2865000 + 1210500 + 152583813,3$$

$$= 156659313,3\text{kN} \cdot \text{mm}$$

$$M_y = \text{mínimo}(M_{y\text{superior}}, M_{y\text{inferior}})$$

$$M_y = 13028831,02\text{kN} \cdot \text{mm}$$

$$M_n = 1,3 \cdot R_h \cdot M_y = 1,3 \cdot 1 \cdot 13028831,02\text{kN} \cdot \text{mm}$$

$$= 16937480,33\text{kN} \cdot \text{mm}$$

$$D' < D_p \leq 5 \cdot D' \tag{3.41}$$

Donde:

D' → Profundidad a la cual una sección compuesta alcanza su capacidad teórica de momento plástico cuando la deformación máxima en el tablero de hormigón corresponde a su deformación de aplastamiento teórica (mm)

D_p → distancia entre la cara superior del tablero de hormigón y el eje neutro de la sección compuesta cuando se produce el momento plástico (mm)

$$D' = \beta \cdot \left(\frac{d+t_s}{7,5} \right) \tag{3.42}$$

Donde:

$\beta \rightarrow$ factor igual a dos veces el área del alma en base a D_n dividida por A_{fn} que se utiliza para calcular el factor de hibridez; factor que define la relación aproximada entre D_p y $D_t/7.5$ para la cual una sección compuesta en flexión positiva llega a M_p .
 $d \rightarrow$ Profundidad total de la sección de acero (mm).

$$D' = 0,7 \cdot \left(\frac{1640 + 300}{7,5} \right) = 181mm$$

$$5 \cdot D' = 5 \cdot 181 = 905mm$$

$$D_p = Y = 244,8mm$$

$$181mm < 244,8mm < 905mm \text{ Ok.}$$

$$M_n = \frac{5 \cdot M_p - 0,85 \cdot M_y}{4} + \frac{0,85 \cdot M_y - M_p}{4} \cdot \left(\frac{D_p}{D'} \right) \quad (3.43)$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{5 \cdot 18568925,62 - 0,85 \cdot 13028831,02}{4} \\ &\quad + \frac{0,85 \cdot 13028831,02 - 18568925,62}{4} \cdot \left(\frac{244,8}{181} \right) \\ &= 10306431,9 \text{ kN} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$M_n = M_p \cdot \left[1,07 - \left(0,7 \cdot \frac{D_p}{D_t} \right) \right]$$

$$M_n = 18568925,62 \cdot \left[1,07 - \left(0,7 \cdot \frac{244,8}{1940} \right) \right] = 18228559,13 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n \quad (3.44)$$

Donde:

$M_r \rightarrow$ Momento resistente de la sección (kN·mm).

$\phi \rightarrow$ Factor de resistencia a la flexión.

$\phi = 1$ En secciones compuestas.

$$M_r = M_n = 10306431,9 \text{ kN} \cdot \text{mm} > M_{m\acute{a}x} = 9657000 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

3.2.11 Diseño a flexión – estado límite de servicio para la región de momento positivo.

$$f_f \leq 0,95 \cdot F_{yf} \quad (3.45)$$

Donde:

f_f → Tensión en el ala debida a las cargas correspondientes a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II sin considerar la flexión lateral del ala (MPa)

$$f_f = 191MPa$$

$$0,95 \cdot F_{yf} = 0,95 \cdot 345 = 328MPa$$

$$191MPa < 328MPa$$

Flecha:

$$\Delta_{Máxima} \leq \Delta_{admisible} \quad (3.46)$$

Donde:

$\Delta_{máxima}$ → Mayor flecha debida a las cargas correspondientes a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II (mm).

$\Delta_{admisible}$ → Flecha admisible (mm).

$$\Delta_{admisible} = \frac{L}{800} \quad (3.47)$$

Donde:

L → Longitud de la viga (mm).

$$\Delta_{admisible} = \frac{45000}{800} = 56mm$$

$$\Delta_{Máxima} = 48mm \text{ (obtenida de modelo)} < 56mm$$

3.2.12 Diseño a flexión – verificando la constructibilidad para la región de momento positivo.

Verificación de la sección transversal para m+ m- y cortante para cargas de peso propio de la losa y viga.

$$\sigma = \frac{M_{\text{Máximo}}}{S_{NC}} \quad (3.48)$$

Donde:

σ → Tensión máxima en la región de momento positivo (Mpa).

$$\sigma = \frac{4318000kN \cdot mm^2}{25160975,61mm^3} = \frac{0,1716kN}{mm^2} = 171,6MPa < 328MPa$$

$$\tau = \frac{V \cdot S}{I \cdot t_w} \quad (3.49)$$

Donde:

V → Cortante máximo en etapa de construcción (kN).

S → Módulo de la sección de segundo orden del elemento (mm³).

τ → Tensión tangencial a la sección.

$$\tau = \frac{597 \cdot 15140000}{20632000000 \cdot 22} = \frac{0,0199kN}{mm^2} = 19,9MPa < 328MPa$$

3.2.13 Verificación de los efectos del viento en las vigas para la región de momento positivo.

(Este efecto se estudia en otra tesis paralela)

3.2.14 Comprobación de los límites de proporción de las vigas para la región de momento negativo.

$$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0,9 \quad (3.50)$$

Donde:

I_{yc} → Inercia respecto al eje vertical del ala superior de la sección metálica (mm⁴).

I_y → Inercia respecto al eje vertical de la sección metálica completa (mm⁴).

$$I_{yc} = \frac{t_t \cdot b_t^3}{12} = \frac{20 \cdot 500^3}{12} = 2083333333mm^4$$

$$I_y = (2 \cdot I_{yc}) + \left(\frac{t_w \cdot D_w^3}{12} \right) = (2 \cdot 2083333333) + \left(\frac{22 \cdot 1600^3}{12} \right)$$

$$= 418086400 \text{ mm}^4$$

$$\frac{I_{yc}}{I_y} = \frac{2083333333 \text{ mm}^4}{418086400 \text{ mm}^4} = 0,498$$

$$0,1 < 0,498 < 0,9$$

3.2.15 Cálculo del Momento plástico para la región de momento negativo.

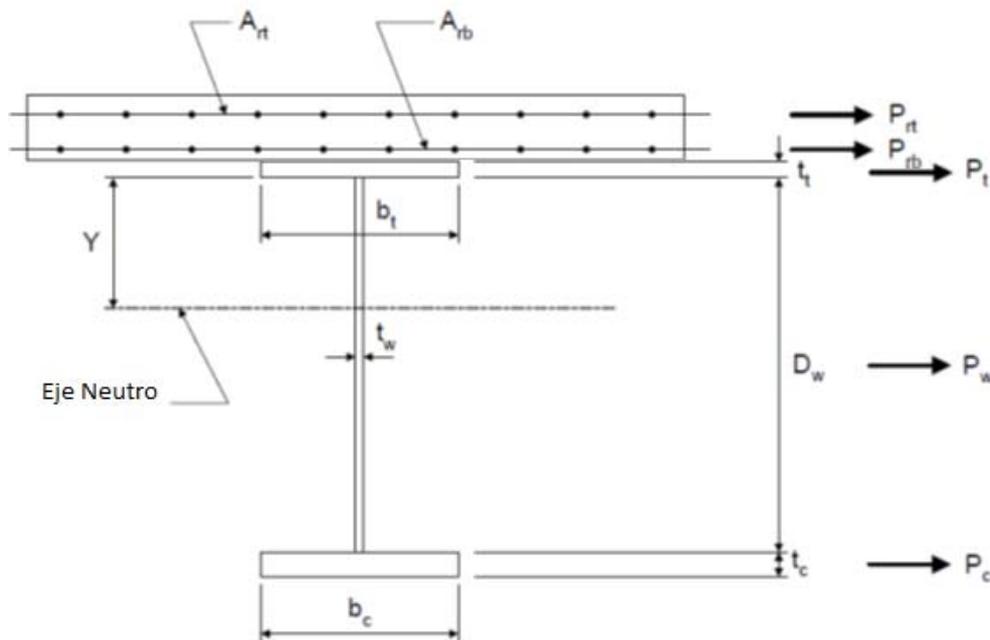


Imagen 3.2: Cálculo de la capacidad del momento plástico para flexión negativa.

Fuente: Elaborado por el autor.

$$P_{rt} = A_{rt} \cdot F_y \tag{3.51}$$

Donde:

P_{rt} → Fuerza plástica en la capa superior de armadura longitudinal del tablero usada para calcular el momento plástico (kN).

$$P_{rt} = 15.7 \text{ cm}^2 \cdot \frac{30 \text{ kN}}{\text{cm}^2} = 472 \text{ kN}$$

$$P_{rb} = A_{rb} \cdot F_y \quad (3.52)$$

Donde:

P_{rb} → Fuerza plástica en la capa inferior de armadura longitudinal del tablero usada para calcular el momento plástico (kN).

$$P_{rb} = 18.7 \text{ cm}^2 \cdot \frac{30 \text{ kN}}{\text{cm}^2} = 561 \text{ kN}$$

$$P_t = 3450 \text{ kN}$$

$$P_w = 12144 \text{ kN}$$

$$P_c = 3450 \text{ kN}$$

$$Y = \left(\frac{D_w}{2} \right) \cdot \left[\left(\frac{P_c - P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} \right) - 1 \right] \quad (3.53)$$

$$Y = \left(\frac{1600}{2} \right) \cdot \left[\left(\frac{3450 \text{ kN} - 3450 \text{ kN} - 472 \text{ kN} - 561 \text{ kN}}{12144 \text{ kN}} \right) - 1 \right] = 731,95 \text{ mm}$$

3.2.16 Determinar si la sección es compacta o no compacta para la región de momento negativo.

$$\frac{2 \cdot D_c}{t_w} \leq 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (3.54)$$

Donde:

D_c → Profundidad del alma comprimida en el rango elástico (mm).

$$\frac{2 \cdot D_c}{t_w} = \frac{2 \cdot 731,94}{22} = 66,54$$

$$D_c = Y$$

$$5,7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 5,7 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 137,24$$

$$66,54 < 137,24$$

Se cumple por lo que la sección es compacta.

3.2.17 Diseño a flexión – estado límite de servicio para la región de momento negativo.

$$F_n = R_b \cdot R_h \cdot F_{cr} \quad (3.55)$$

Donde:

F_n → Resistencia nominal a la flexión de un ala (MPa).

F_{cr} → Tensión crítica de pandeo para placas (MPa).

R_b → Factor de balanceo de las cargas del alma.

$$F_{cr} = \frac{1,904 \cdot E}{\left(\frac{b_f^2}{2 \cdot t_f}\right) \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot D_c}{t_w}}} \quad (3.56)$$

$$F_{cr} \leq F_{yc} \quad (3.57)$$

$$F_{cr} = \frac{1,904 \cdot 200000}{\left(\frac{500^2}{2 \cdot 20}\right) \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 731,95}{22}}} = 298,76 \text{MPa} < 345 \text{MPa}$$

$$F_{cr} = 298,76 \text{MPa}$$

$$F_n = R_b \cdot R_h \cdot F_{cr} = 1 \cdot 1 \cdot 298,76 = 298,76 \text{MPa}$$

$$F_r = \phi \cdot F_n = 1 \cdot 298,76 \text{MPa} = 298,76 \text{MPa} \quad (3.58)$$

$$F_r \geq F_{\text{máx}} \quad (3.59)$$

$$298,76 \text{MPa} > 291 \text{MPa}$$

3.2.18 Diseño a cortante máximo.

$$V_n = C \cdot V_p \quad (3.60)$$

Donde:

V_n → Resistencia nominal al corte (kN).

V_p → Fuerza de corte plástico (kN).

C → Relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia mínima a la fluencia especificada para corte.

$$V_p = 0,58 \cdot F_{yw} \cdot D_w \cdot t_w \quad (3.61)$$

$$V_p = 0,58 \cdot 345 \cdot 1600 \cdot 22 = 7043520N = 7043,52kN$$

$$C = \frac{1,12}{\frac{D_w}{t_w}} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} \quad (3.62)$$

Donde:

k → Coeficiente de pandeo por corte para almas.

$$C = \frac{1,12}{\frac{D_w}{t_w}} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} = \frac{1,12}{\frac{1600}{22}} \cdot \sqrt{\frac{2000 \cdot 5,512}{345}} = 0,87$$

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D_w}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{5000}{1600}\right)^2} = 5,512$$

Donde:

d_0 → Separación entre rigidizadores transversales (mm).

$$V_n = C \cdot V_p = 0,87 \cdot 7043,52kN = 6127,8kN$$

$$V_r = \phi \cdot V_n = 1 \cdot 6127,8kN = 6127,8kN \quad (3.63)$$

Donde:

V_r → Resistencia al corte mayorada (N).

$$V_u \leq V_r \quad (3.43)$$

Donde:

V_u → Corte debido a las cargas mayoradas (kN).

$$V_u = 2481kN < 6127,8kN$$

3.3 Conectores

3.3.1 Cálculo del cortante rasante total V_h , entre los puntos de máximo momento positivo y adyacente a los de 0 momento.

$$V_h = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot t_s \quad (3.64)$$

o

$$V_h = (F_{yw} \cdot D_w \cdot t_w) + (F_{yt} \cdot b_t \cdot t_t) + (F_{yc} \cdot b_c \cdot t_c) \quad (3.65)$$

$$V_h = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot t_s = 0,85 \cdot 3 \cdot 3050 \cdot 300 = 23332,5kN$$

$$\begin{aligned} V_h &= (F_{yw} \cdot D_w \cdot t_w) + (F_{yt} \cdot b_t \cdot t_t) + (F_{yc} \cdot b_c \cdot t_c) \\ &= (12144kN) + (3450kN) + (3450kN) = 19044kN \end{aligned}$$

Se utiliza el menor de los dos valores obtenidos.

3.3.2 Cálculo de la fuerza horizontal total de esfuerzo al corte (V_h), para secciones compuestas de luces continuas, entre cada punto adyacente de 0.0 momento y el centerline de un apoyo interior.

$$V_h = A_r \cdot F_y = (A_{rb} \cdot F_y) + (A_{rt} \cdot F_y) \quad (3.66)$$

o

$$V_h = (F_{yw} \cdot D_w \cdot t_w) + (F_{yt} \cdot b_t \cdot t_t) + (F_{yc} \cdot b_c \cdot t_c) \quad (3.67)$$

Donde:

A_r → Área de acero de la losa.

F_y → Resistencia del acero de refuerzo.

$$V_h = A_r \cdot F_y = (A_{rb} \cdot F_y) + (A_{rt} \cdot F_y) = 472kN + 561kN = 1033kN$$

$$V_h = (F_{yw} \cdot D_w \cdot t_w) + (F_{yt} \cdot b_t \cdot t_t) + (F_{yc} \cdot b_c \cdot t_c) = 19044kN$$

Se utiliza el menor de los dos valores obtenidos.

3.4 Conclusiones parciales:

La sección cumple con los requerimientos de diseño tanto para Estado Límite Último como para Estado Límite de Servicio.

Se ve evidenciado el trabajo de la sección compuesta. En flexión positiva el núcleo de compresión queda incluido en la losa de hormigón y la viga de acero queda completamente traccionada aprovechando las características de cada material. En flexión negativa el acero de refuerzo de la losa aporta una resistencia adicional a la sección metálica, aumentando así la inercia y la rigidez de la sección.

Conclusiones:

- En el presente trabajo de diploma se ha realizado un estudio sobre las metodologías de diseño de las secciones compuestas de hormigón y acero. Para ello se partió de una profunda revisión bibliográfica de las metodologías recogidas en la normativa nacional. La documentación existente sobre la temática en la normativa cubana no resuelve los problemas específicos de las secciones compuestas en puentes, donde las cargas móviles tienen una gran importancia, quedando las metodologías propuestas, en el campo de acción de las estructuras con cargas estáticas como pueden ser edificios y otras con características similares. Es por ello que se revisa otra referencia de la normativa internacional especializada en la temática de puente como es la norma AASHTO.
- La norma AASHTO incluye un pre-dimensionamiento. Profundiza más en aspectos específicos a aplicar en puentes aunque vale aclarar que consideran solo 2 tipos de conectores entre hormigón y acero, mientras la NRM-080:2004 considera 6 tipos diferentes. Dadas las ventajas encontradas en el análisis comparativo entre estas normas se propone utilizar la misma para el diseño del tablero, pues se considera más completa y ajustada al caso de estudio.
- En base a esta normativa se compendia una metodología de diseño paso a paso abarcando todas las consideraciones a tener en cuenta para el diseño de tableros mixtos. En la misma se verifican las propiedades físico-mecánicas y la geometría de la sección. Además propone la revisión de los máximos de momento, tanto positivo como negativo, y el cortante para el Estado Límite de Último y verifica el comportamiento en Estado Límite de Servicio (Deformación y Fisuración).
- Después de calcular con esta metodología el caso de estudio del Puente del Abra del Yumurí se concluye que el mismo cumple con los requerimientos de diseño tanto para Estado Límite Último como para Estado Límite de Servicio.
- Se ve evidenciado, en los cálculos, el trabajo de la sección compuesta. En flexión positiva el núcleo de compresión queda incluido en la losa de hormigón y la viga de acero queda completamente traccionada, aprovechando las características de

cada material. En flexión negativa el acero de refuerzo de la losa aporta una resistencia adicional a la sección metálica, aumentando así la inercia y la rigidez de la sección.

- Finalmente se puede concluir que la sección propuesta por el proyecto de ideas conceptuales elaborado por la Empresa de Proyectos de Arquitectura e Ingeniería, EMPAI, cumple con todos los requisitos y verificaciones necesarios según la norma AASHTO del 2007.

Recomendaciones:

- Diseñar el tablero del puente sobre el Abra del Yumurí con la metodología de diseño propuesta en la presente tesis y utilizar los resultados prácticos obtenidos en el Capítulo 3.
- Proponer la introducción al diseño de las estructuras compuestas dentro de la asignatura de estructuras metálicas en pregrado.
- Proponer al Comité Nacional de Normalización del MICONS la presente metodología como parte de una norma ramal de estructuras compuestas para puentes.

Referencias bibliográficas:

1. Ibañez, Miguel (1972). Estructuras mixtas de hormigón armado y acero en edificios. Madrid : Dossat, S.A.
2. NRM: 080:2004. Cálculo de entresijos compuestos de hormigón y acero con vigas de alma llena sometidos a cargas estáticas. Código de buenas prácticas. Ciudad de La Habana. Ministerio de la Construcción 2004.
3. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. EUA. AASHTO.2007.

4. LRFD Design Example for Steel Girder Superstructure Bridge. Washington, DC FHWA / National Highway Institute 2003.
5. Navarrete Bautista, Juan Carlos (2003). Secciones compuestas de acero-concreto. (Método LRFD). México. 150h. Tesis en opción al título de Ingeniero Civil. Instituto Politécnico Nacional.
6. Hatlee, Jonathan R (2009). The viability of steel-concrete composite girder bridges with continuous profiled steel deck. EUA. 173h. Tesis en opción al título de Master en Ciencias. University of Blacksburg, Virginia.
7. RPX-95. Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras. Madrid. Ministerio de Fomento.
8. Texas department of transportation (2001). Bridge design manual. EUA.