



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA DE CIVIL**

**TRABAJO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO**

**CIVIL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL USO DE VIGAS DE ACERO VS  
HORMIGON PRESFORZADO, EN LA SUPERSTRUCTURA DE UN PUENTE**

**SIMPLEMENTE APOYADO**

**AUTOR:**

**JOSÉ IGNACIO DÁVILA GORDILLO**

**DIRECTOR:**

**ING. PATRICIO CASTRO**

**QUITO, SEPTIEMBRE 2022**

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a toda mi familia, tíos, tías, primos y abuelos por haberme apoyado incondicionalmente, y permitirme llegar a este punto con su guía y ayuda. Les agradezco por siempre estar ahí.

Pero, principalmente, tengo que agradecer a mi papá Diego, a mi mamá Beatriz, a mi hermana Diana, y a mi hermano Juan Diego, por ser el soporte de todo lo que soy hoy y ser ejemplo que he seguido todo este tiempo. Tienen todo mi cariño.

Agradezco a mi perro Possum por estar siempre a mi lado.

Un agradecimiento especial a todos mis amigos del colegio, de la universidad y de la vida que han hecho de este camino algo más divertido.

Por el apoyo para la realización de este trabajo, a mi tía, la arq. Varinia Gordillo, al ing. Marco Manzano, y a mis amigos Christopher Capelo y Djila Romero.

A la empresa Hidalgo e Hidalgo S.A.

Y, finalmente, y no menos importante, agradezco al Ing. Patricio Castro, por todo el tiempo que me ha dado, lo mucho que ha contribuido a mi formación como profesional, la ayuda que ha prestado para este trabajo y por la buena voluntad que siempre demostró. Muchísimas gracias.

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a todas las personas que por alguna razón tienen miedo de lo que se viene, no se sienten preparadas o simplemente necesitan un descanso para tomar energía. Sepan que no son los únicos y que los logros van al dar un paso por delante del otro.

## **RESUMEN**

La mayoría de puentes en el Ecuador son puentes de vigas, simplemente apoyados, utilizados para cubrir luces de 20-40 m. El sistema que se utiliza en estos puentes es de una losa de hormigón armado sobre vigas de diferentes materiales. Los materiales preponderantemente utilizados para las vigas son el hormigón presforzado y el acero. Teniendo dos opciones para la utilización en las vigas es que surge la pregunta: ¿cuál es el material más idóneo a utilizarse? Considerando que ningún material es más o menos seguro que otro, en este trabajo se evaluó factores cuantitativos y cualitativos, para formar un “índice de idoneidad” y poder responder esta pregunta. Este índice es una tabla que asigna valores porcentuales a las variables, consideradas en la selección de un material, de acuerdo a su relevancia. El índice nos permite asociar factores cualitativos y cuantitativos, para obtener un resultado claro. La investigación demostró que el precio unitario del acero hace inviable su utilización para un puente de 40 m de luz, convirtiendo al hormigón presforzado en el material más idóneo para construir. En este trabajo se presentan 2 memorias de cálculo explicativas a detalle, una entrevista, análisis de precios unitarios y dibujos esquemáticos del resultado de diseño.

## **ABSTRACT**

In Ecuador the most used system of bridges is the simple span, girder bridge. The usual span spacing for these bridges goes between 20 to 40 meters. These distances make steel and prestressed concrete as the go-to materials for the girders, and reinforced concrete for the deck. Having two main options for the material in the girders, the question arises: ¿which one is the most suitable? This dissertation evaluates quantitative and qualitative factors to answer this issue. To evaluate both quantitative and qualitative factors and get a

concrete result a comparative index was used. The index arranges the variables evaluated in order of relevance, giving a bigger percentual value to the more relevant factor. The results of this investigation indicates that the unitary price of structural steel makes its use unfeasible in a 40m span bridge. Therefore, prestressed concrete is the most suitable material. This dissertation presents two design examples, unitary price analysis, an interview and schematic drawings of the design results.

## Tabla de Contenido

<b>Capítulo I: Introducción .....</b>	<b>1</b>
1.1 Planteamiento Del Problema.....	1
1.2 Justificación .....	1
1.3 Objetivos .....	4
1.4 Alcance.....	4
1.5 Antecedentes .....	5
<b>Capítulo II: Fundamentación Teórica .....</b>	<b>8</b>
2.1 Marco conceptual .....	8
2.1.1 Puentes de vigas: .....	8
2.1.2 Los materiales:.....	9
2.2 Marco Teórico .....	11
2.2.1 Metodología de diseño.....	11
2.2.2 Cargas sobre un puente.....	13
2.2.3 Factores de carga .....	17
2.2.4 Factores de distribución y regla de la palanca.....	19
2.2.5 Diseño de losas en concreto reforzado (Método de la franja equivalente).....	22
2.2.6 Diseño de vigas de acero. ....	24
2.2.7 Diseño de vigas de hormigón presforzado. ....	25
<b>Capítulo III: Resultados de diseño .....</b>	<b>26</b>
3.1 Descripción Y Resultados De Diseño. ....	27
3.1.1 Losa De Hormigón Armado: .....	27
3.1.2 Vigas de hormigón presforzado:.....	30
3.1.3 Vigas de acero: .....	38
3.2 Comprobación de requerimientos por la AASHTO LRFD.....	43
3.2.1 Hormigón presforzado:.....	43

3.2.2 Acero: .....	44
<b>Capítulo IV: Análisis De Precios Unitarios y Análisis de Constructibilidad .....</b>	<b>46</b>
4.1 Presupuesto. ....	46
4.2 Análisis de constructibilidad mediante entrevista. ....	46
<b>Capítulo V: Discusión De Resultados.....</b>	<b>51</b>
5.1 Precio .....	51
5.2 Constructibilidad: .....	53
5. 3 Proceso de diseño:.....	57
5.4 Índice de idoneidad .....	61
<b>Capítulo VI: Conclusiones y Recomendaciones .....</b>	<b>62</b>
6.1 Conclusiones.....	62
6.2 Recomendaciones.....	63
<b>Referencias .....</b>	<b>64</b>
<b>Anexo A: Diseño de losa de hormigón armado.....</b>	<b>66</b>
<b>Anexo B: Diseño de viga de hormigón presforzado .....</b>	<b>86</b>
<b>Anexo C: Diseño de viga de acero.....</b>	<b>120</b>
<b>Anexo D: Análisis de Precios Unitarios Acero.....</b>	<b>170</b>
<b>Anexo E: Análisis de Precios Unitarios Hormigón Presforzado.....</b>	<b>176</b>

## Índice de Tablas

<b>Tabla 1.</b>	Factores de presencia múltiple.....	17
<b>Tabla 2.</b>	Factores de carga.....	18
<b>Tabla 3.</b>	Valores de factores de carga.....	19
<b>Tabla 4.</b>	Factores de distribución para momento.....	20
<b>Tabla 5.</b>	Factores de distribución para cortante.....	21
<b>Tabla 6.</b>	Pasos para el diseño de losa de hormigón y artículos.....	23
<b>Tabla 7.</b>	Pasos para el diseño de viga de acero y artículos.....	24
<b>Tabla 8.</b>	Pasos para el diseño de viga de hormigón presforzado y artículos.....	25
<b>Tabla 9.</b>	Comprobación de requerimientos para viga de hormigón presforzado.....	43
<b>Tabla 10.</b>	Comprobación de requerimientos para viga de acero en el centro de la luz. .	44
<b>Tabla 11.</b>	Comprobación de requerimientos para viga de acero en el centro de la luz. .	45
<b>Tabla 12.</b>	Presupuesto referencial acero.....	46
<b>Tabla 13.</b>	Presupuesto referencial hormigón presforzado.....	46
<b>Tabla 14.</b>	Valor en el índice: Presupuesto.....	52
<b>Tabla 15.</b>	Valor en el índice: Criterios de selección.....	54
<b>Tabla 16.</b>	Valor en el índice: Proceso constructivo.....	55
<b>Tabla 17.</b>	Valor en el índice: Dificultades específicas.....	56
<b>Tabla 18.</b>	Valor en el índice: M. O.....	56
<b>Tabla 19.</b>	Valor en el índice: Mercado.....	57
<b>Tabla 20.</b>	Longitud de la memoria de cálculo.....	58
<b>Tabla 21.</b>	Valor en el índice: Proceso de diseño.....	60
<b>Tabla 22.</b>	Índice de idoneidad.....	61

## Índice de Figuras

<b>Figura 1.</b>	Esfuerzos de una viga simplemente apoyada.....	9
<b>Figura 2.</b>	Camión de diseño.....	16
<b>Figura 3.</b>	Regla de la palanca. ....	21
<b>Figura 4.</b>	Detalle del armado de la losa .....	29
<b>Figura 5.</b>	Comportamiento de una viga con presfuerzo.....	30
<b>Figura 6.</b>	Sección transversal de la superestructura de vigas de hormigón presforzado. 33	
<b>Figura 7.</b>	Armado de la viga en la mitad del vano. ....	34
<b>Figura 8.</b>	Posición de los cables en la mitad del vano. ....	34
<b>Figura 9.</b>	Disposición de los cables y anclajes en el apoyo.....	35
<b>Figura 10.</b>	Vista lateral de los cables. ....	36
<b>Figura 11.</b>	Detalle del espaciamiento de los estribos.....	37
<b>Figura 12.</b>	Sección transversal de la superestructura de vigas de acero. ....	40
<b>Figura 13.</b>	Dimensiones de la viga de acero en la mitad del vano. ....	41
<b>Figura 14.</b>	Dimensiones de la viga de acero en el apoyo.....	41
<b>Figura 15.</b>	Vista lateral de las transiciones en las vigas de acero.....	42

## **Capítulo I: Introducción**

### **1.1 Planteamiento Del Problema**

Se evaluarán los beneficios del uso de vigas de hormigón presforzado y de acero estructural en la superestructura de un puente simplemente apoyado. Esta evaluación se la realizará a fin de determinar el material más apto a utilizarse en este tipo de estructuras en el Ecuador. Se evaluará parámetros de constructibilidad, precio y facilidad del proceso de diseño. Para esta disertación, la evaluación se realizará a partir de la ejecución de un diseño estructural para los mismos requerimientos en ambos materiales constructivos. Cabe aclarar que un diseño estructural debe cumplir con la capacidad para resistir la demanda que este solicite, sin importar el material el cual sea utilizado. Por lo tanto, no se puede evaluar la seguridad que un material provee con respecto al otro, puesto que ambos diseños deben cumplir los mismos requerimientos.

### **1.2 Justificación**

El trabajo de un ingeniero es garantizar la seguridad de su proyecto y encontrar la manera más económica de realizarlo. Los materiales a utilizarse son uno de los principales factores que inciden en el precio de la realización de un proyecto. Además, cada material provee características, ventajas y desventajas propias de él, que inciden en el diseño y en la construcción. Cuando se realiza una estructura o superestructura, cualquiera que esta sea, el ingeniero está en la obligación de evaluar todas las opciones de materiales y escoger la más adecuada.

En el Ecuador, “la mayor parte de los puentes [...] en autopistas y carreteras de primero y segundo orden, son puentes cuyas luces libres son relativamente pequeñas por lo que el modelo de su superestructura es simplemente apoyado” (Romo, 2019). Los puentes

simplemente apoyados tienen un diseño de funcionamiento en el cual una losa descansa sobre vigas. Las vigas suelen ser de concreto armado, presforzado o metálicas. La elección del material más conveniente para este tipo de proyectos dependerá del análisis de diversos factores, el cual debe ser realizado.

Para contextualizar como utilizan los materiales en otros países, podemos ver el ejemplo de los EEUU. En este país, de 470 mil puentes, el 42% de ellos son de estructura metálicas, el 18% de hormigón presforzado, mientras que el resto se divide en hormigón armado (30%) y otro tipo de materiales (10%) (CAMICON, 2016). Se observa que el material más utilizado es el acero, a que se debe este favoritismo no es conocido. Cuando analizamos las condiciones en las cuales se encuentran cada una de estos puentes, se determinó que el 59% de los puentes de acero estaban en condiciones deficientes de seguridad, mientras que tan solo el 3% de los puentes de hormigón presforzado presentaban estas características de deficiencia (CAMICON, 2016).

Estas estadísticas más que reflejar las propiedades del material, reflejan un mal uso del mismo. El American Institute of Steel Construction (AISC), en conjunto con el National Steel Bridge Alliance (NSBA), de los Estados Unidos, enumeran una gran cantidad de beneficios de la construcción de puentes con acero. Entre estos beneficios están: el bajo peso, que se suele reflejar en cimentaciones menos complejas; y eficiencia estructural, ya que en general se menciona que trabajar con acero facilita el uso de luces continuas. La lista de estos beneficios es extensa. De hecho, se llega hasta a mencionar el impacto ambiental de la utilización de estructura metálica por su facilidad de reciclaje (AISC; National Steel Bridge Alliance , S.F).

Por otro lado, los beneficios de trabajar con hormigón presforzado en puentes son de igual manera conocidos. Un rango elástico expandido, el cual puede llegar a eliminar por completo que se produzca deformación plástica, es uno de los principales beneficios citados (Wu & Bowman, 2000, p. 14). Además, este material disminuye la probabilidad de formación de grietas en la losa de concreto que se ubique por encima de las vigas, por lo que el mantenimiento se vuelve mínimo (Wu & Bowman, 2000, p. 14).

Como se mencionó, cada material presenta sus ventajas y desventajas. En el Ecuador muchos de los puentes que se han construido a gran escala en los últimos años, como son el puente sobre el río Chiche o la conexión de Bahía de Caráquez y San Vicente son a base de hormigón presforzado. Sin embargo, no está claro cuál fue el proceso para la determinación de este material como el apropiado. En la actualidad se tiene una idea general que el hormigón presforzado es el mejor material para la realización de puentes, sin embargo, no se posee, en el Ecuador, estudios formales que respalden este hecho. Por lo tanto, queda espacio para analizar qué pasa con luces no tan representativas como los puentes mencionados.

Un análisis comparativo enfocado en el precio por unidad de los materiales resulta insuficiente. Los beneficios que cada material, no solo en su precio, sino, en agilidad de construcción, incluso las facilidades que presenta en el diseño pueden y deben ser evaluadas. En esta disertación se pretende realizar justamente eso: evaluar los parámetros más influyentes para la determinación del material de las vigas de la superestructura de un puente, a fin de llegar a una conclusión.

### **1.3 Objetivos**

#### ***General:***

Determinar, para un sistema de viga-losa en un puente simplemente apoyado, la mejor opción de material. Considerando el uso de vigas de acero estructural o de hormigón presforzado en la superestructura del puente. Para lo cual se evaluarán el precio y parámetros influyentes en el diseño y construcción.

#### ***Específicos***

- Determinar el material más económico mediante el análisis de precios unitarios (APU) para el uso en el mercado ecuatoriano.
- Establecer el material que provea la mejor constructibilidad.
- Determinar el material que presente mayor facilidad en el proceso de diseño.
- Construir un “índice de idoneidad” para cada material (con los datos relativos a precio, constructibilidad, y facilidad de diseño) para determinar el material más apto a ser utilizado en las vigas de la superestructura de un puente simplemente apoyado, en el Ecuador.

### **1.4 Alcance**

Se realizará 2 diseños, uno en acero otro en hormigón presforzado, bajo la normativa AASHTO LRFD, de un puente de vigas simplemente apoyado. A ambos se los planteará para resistir las mismas sollicitaciones de carga viva.

Para cada diseño, se realizará un análisis comparativo técnico de costo beneficios, a fin de determinar la mejor opción. Se utilizará los análisis de precio unitario (APU), para la comparación económica.

Se presentará la memoria de cálculo de cada uno de los diseños. Se pretende que esta disertación pueda presentarse como una guía para el uso de la normativa AASHTO LRFD, es así que la memoria de cálculo se realizará de manera explicativa y a detalle.

## **1.5 Antecedentes**

Como se mencionó, el trabajo de un ingeniero diseñador es primordialmente cerciorarse de la seguridad de su diseño. Esta disertación se realizará principalmente bajo seguimiento de normativa. La norma AASHTO LRFD para diseño de puentes es la normativa con la cual el Ecuador se rige para la realización del diseño de puentes. Existen varios autores que han trabajado en argumentos para la interpretación de esta normativa, como son Barker y Puckett (2013), en su publicación “*Design of Highway Bridges An LRFD Approach*” o Torres (2013) con su libro “*Diseño de puentes: interpretación del código AASHTO*”. Como vemos la búsqueda de guías para la realización del diseño están presentes y son de gran ayuda para poder entender de mejor manera los códigos regidores, sabiendo que estos códigos utilizan lenguaje extremadamente técnico, que puede volver difícil en su comprensión.

Por su parte, los puentes son estructuras de máxima importancia. Son estructuras que deben ser diseñadas para durar por generaciones, resaltando la relevancia de las mismas para la sociedad; y su seguridad es una prioridad. Debido a esto, existen numerosos estudios que evalúan la eficiencia de la seguridad de los puentes con respecto a el tiempo. La publicación de Bowman y Wu (2000), “*Examination of postensioned Steel bridges in Indiana*”, pretende evaluar el comportamiento del puente y, específicamente, el postensionado de las vigas de hormigón presforzado después del transcurso de algunos años de vida útil de la estructura. Si bien el enfoque que estos autores presentan no busca evaluar los costos y beneficios del material elegido, como es la intención de esta disertación, vemos, la importancia que se le da

a la realización de los diseños. Puesto que, de una correcta realización de los mismos, dependerá el comportamiento, seguridad y funcionamiento de la estructura. Asimismo, la Federal Highway Administration (FHWA) de los EEUU, tiene en su página web informes, que se actualizan constantemente, acerca del estado de los puentes en dicho país. El correcto diseño y entendimiento del comportamiento de los puentes es un proceso necesario de realizar, en especial poniendo a consideración todas las diferentes variables que existen a la hora de realizar un diseño.

De igual manera se mencionó que, el segundo trabajo del ingeniero diseñador es encontrar la forma, desde un punto de vista estructural y, en menor medida, pero no menos importante, constructivo, de realizar el diseño lo más económicamente posible. Los materiales son uno de los factores, sino es el principal factor que afecta a el precio de una construcción. Según la selección de un material se derivan varias variables que afectan el precio; estos son: la disponibilidad de la mano de obra, la disponibilidad del material, la facilidad de construcción y por supuesto el precio por unidad del material. La mayoría de estos ítems son muy dependientes de cada país y en el Ecuador encontramos pocas publicaciones que evalúen de manera comparativa los materiales nombrados en el enfoque necesario para este trabajo. No obstante, la CAMICON, en el año 2016, tiene publicados algunos gráficos en relación a la autopista sobre el río Chiche, comparando los precios y su variación a lo largo de la historia en el Ecuador del acero de refuerzo para hormigón presforzado y acero para uso estructural. Las tablas presentan un resumen, pero no se indican los parámetros tomados en cuenta, los perfiles utilizados o algunas de las otras variables influyentes, que en esta disertación se planea evaluar.

Si se investiga acerca de este tema, se encuentra que algunos trabajos de titulación han sido realizados bajo principios muy parecidos al de esta disertación en diferentes países de América latina. El trabajo de Silvia Vargas de Costa Rica *“Diseño comparativo de superestructura de puente simplemente apoyado de vigas de concreto presforzado y vigas de acero tipo W grado 50”*, es uno de los ejemplos. Este trabajo obtuvo pruebas concluyentes que, para el país y luces evaluadas, “la superestructura en acero es de 1,1 a 1,24 veces más costosa que la superestructura de hormigón presforzada” (Vargas, 2013). Inicialmente, la autora consideró que se tendría al acero como un material más económico para una luz dada, debido al avance en la industria acerera de Costa Rica, sin embargo, vemos que en precios del acero en ese país aún no han logrado alcanzar al concreto. De igual manera, en el país vecino de Colombia, para la Universidad de Cartagena, Cesar Delgado y Beny Zúñiga, realizaron el siguiente trabajo de titulación: *“Comparación de costos entre puentes con vigas de acero, concreto reforzado y postensado considerando la variación de la luz libre”*. Al evaluar los 3 principales materiales constructivos en la actualidad, como conclusión obtuvieron que: para luces menores a 17 m el concreto reforzado era el más barato, sin embargo, para luces mayores, el concreto presforzado era la mejor opción (Delgado & Zúñiga, 2015, pág. 55).

Como se observa, otros países ya han buscado dar respuesta a esta incógnita y cabe recalcar, una vez más que, los precios, la mano de obra y la mayoría de las variables influyentes, y que se van a tomar en cuenta en esta disertación, son muy dependientes de los avances tecnológicos en la industria y situación de cada país. Vemos entonces la necesidad de este trabajo.

## Capítulo II: Fundamentación Teórica

### 2.1 Marco conceptual.

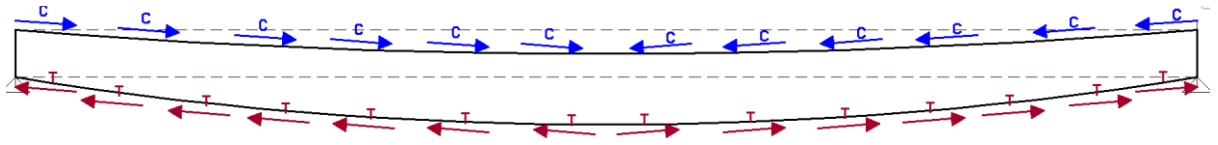
#### 2.1.1 Puentes de vigas:

Los puentes de vigas, si bien pueden pasar desapercibidos estéticamente a comparación de las vistosas obras de puentes atirantados, arcos de concreto o acero, son los más utilizados y, económicamente hablado, en términos del uso de material, son muy competitivos en luces no tan representativas (25-50 m) (Barker & Puckett, 2013, p. 13). Sin embargo, las luces que logran abarcar estos puentes pueden llegar hasta los 150 m, denotando la versatilidad que pueden tener (Barker & Puckett, 2013, p. 13).

Una de las razones de su uso es la simplicidad de su modelo. Un puente de vigas, se caracteriza por ser simplemente apoyado en sus extremos y tener una losa que descansa sobre vigas. Los primeros puentes bajo este diseño que se realizaron utilizaron al acero como principal elemento estructural. Estos puentes poseían secciones muy grandes que los volvían no del todo estéticos. Después de los años 50, en los EEUU, la ola de puentes viga postensados comenzó, y una gran parte de su popularidad se dió gracias a que las secciones, debido al uso de concreto presforzado, se redujeron notablemente, volviéndolos estéticamente más atractivos.

En un puente simplemente apoyado, el principal esfuerzo que resistirá será de tensión, por lo que los materiales a ser escogidos deben ser materiales aptos para resistir tensión. Sin embargo, la compresión sobre las vigas también existirá. La parte superior de la sección, como se indica en la figura, está sujeta a esfuerzos de compresión:

**Figura 1.** *Esfuerzos de una viga simplemente apoyada.*



Debido a esta presencia de compresión, los materiales deben ser resistentes y capaces de soportarla.

### **2.1.2 Los materiales:**

El concreto es un material con una gran capacidad para resistir esfuerzos de compresión, sin embargo, es muy débil para resistir esfuerzos de tracción. Mientras que, por otro lado, el acero es un material con gran habilidad para resistir tensión y una capacidad aceptable, pero mucho menor a la del concreto, para resistir esfuerzos de compresión. Partiendo de estos conocimientos, se crearon los materiales compuestos, como son el hormigón armado y el hormigón presforzado.

El post o pretensamiento del acero longitudinal es una de las dos maneras más utilizadas para reforzar al concreto. Esta técnica aplica fuerzas de tensión en el refuerzo longitudinal, previo al comienzo de la vida útil de la estructura creando de esta manera el concreto presforzado. Esta fuerza de tensión que se aplica en los cables (acero longitudinal de refuerzo), al asegurar los cables con anclajes, en los extremos de la viga, generan esfuerzos de compresión en el concreto, es así que, ambos materiales trabajan de su manera más efectiva, concreto a compresión y acero a tensión. Cuando la estructura comienza su vida útil, la generación de estos esfuerzos previos, disminuirá la tensión que se pueda producir en el concreto, esto nos permite “abarcar distancias más grandes de forma más económica que

los elementos de hormigón armado convencional” (Global Cement and Concrete Association, 2020).

En su libro, Diseño de estructuras de acero, McCormac y Csernak, hacen referencia al amplio uso que se le da al acero como material estructural en los Estados Unidos. Asimismo, se nombran la amplia gama de beneficios que posee este material, como es la ductilidad, alta resistencia en relación a su peso, durabilidad, etc (McCormac & Csernak, 2013).

Como se mencionó, el acero no es un gran material para resistir esfuerzos de compresión, debido a esto, este material tiende a fallar por pandeo lateral. Esta falla solo se produce cuando los elementos sometidos a los esfuerzos de compresión son esbeltos. Dicha característica se mide con la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo, si un elemento es esbelto tenderá a pandearse, de lo contrario será un elemento compacto con mejores características para resistir la compresión. Si nos basamos en la figura 1, vemos que la parte superior de la sección será la afectada por estos esfuerzos de compresión, debido a esto, debemos tener secciones compactas en nuestra viga. La solución del problema son los conocidos arriostramientos laterales, los cuales nos permiten “desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plástica antes de pandearse” (McCormac & Csernak, 2013). Vemos entonces, que ambos materiales presentan un correcto funcionamiento para lo que será requerido de ellos en su vida útil.

## 2.2 Marco Teórico

### 2.2.1 Metodología de diseño

Para garantizar la seguridad de los usuarios de un puente, nos regimos con una premisa: la resistencia de los componentes debe ser mayor a la demanda que exigen las cargas aplicadas. Es decir:

$$\text{Resistencia} \geq \text{Efecto de cargas}$$

(Barker & Puckett, 2013, pág. 94)

La metodología que nos asegura que esta premisa se cumpla es la LRFD (Load and Resistance Factor Design). Traducido al español es el diseño por factores de carga y resistencia. Esta metodología aplica a factores de seguridad a la resistencia de los componentes, y toma en cuenta la variabilidad de las cargas sobre el puente. Al diseñar con esta metodología nos aseguramos un nivel uniforme de seguridad en todo el puente.

Bajo esta proposición es que obtenemos la siguiente ecuación en la que se engloba este método:

$$\sum n_i y_i Q_i = \phi R_n$$

Donde:

- $n_i$ : factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.
- $y_i$ : factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones, correspondiente al estado límite aplicado y el tipo de carga.
- $Q_i$ : Solicitación (cargas sobre el puente).

- $\phi Rn$ : Resistencia mayorada.

La ecuación debe ser aplicada para todos los elementos y conexiones del puente.

El factor  $n_i$ , esta descrito en el primer capítulo de la normativa AASHTO. El valor máximo del factor será 1 y el mínimo 0.95. Debido a que nuestro ejemplo trata de ejemplificar el diseño convencional de un puente típico se tiene lo siguiente:

$$n_D = n_R = n_I = 1$$

$$\text{Por tanto } n_i = 1$$

Por otro lado, el factor  $\phi$ , reduce la resistencia de los elementos para asegurar la seguridad del puente. El factor se lo encuentra en los capítulos correspondientes a cada material. Es decir, cuando se diseñe en acero, los factores a utilizarse se encontrarán en el capítulo 6, mientras que en hormigón se encontrarán en el capítulo 5. Los factores de reducción además varían con respecto al efecto analizado. Si este efecto es de flexión tendrán un valor y si es de corte tendrán otro valor.

Un estado límite es cuando la resistencia se iguala a los efectos de cargas. El estado límite es la condición donde el puente o un elemento del puente deja de cumplir la función para la cual fue diseñada (Barker & Puckett, 2013). Para el caso de los puentes de vigas, los estados límites podrán ser regidos por: deflexiones, fisuras, flexión, corte, torsión, asentamientos, deslizamiento, pandeo, fatiga.

Cada uno de los previamente mencionados estados límites, entran dentro de un grupo más grande. Existen 4 grupo principales de estados límites. Cada grupo es utilizado para ciertas condiciones específicas. Los mismos se describen a continuación:

1. Estado límite de servicio: se utilizará para comprobar el desempeño y

comportamiento de la estructura bajo las cargas que experimentará en condiciones normales de funcionamiento. Se limitarán los esfuerzos, deformaciones y grietas (Vargas, 2013, pág. 10).

2. Estado Límite de Fatiga y Fractura: busca restringir el rango de tensión en elementos de acero causadas por un camión de diseño. Limitando el crecimiento de fisuras debido al paso repetitivo de vehículos y prevenir la fractura debido a la acumulación de esfuerzos (Barker & Puckett, 2013, pág. 99).

3. Estado Límite de Resistencia: garantizará la resistencia y estabilidad, tanto local como global de los elementos sometidos a combinaciones de cargas estadísticamente significativas que el puente experimentará durante su período de diseño (AASHTO, 2002).

4. Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos: se utiliza para resistir las acciones de eventos extremo como pueden ser inundaciones o sismos significativos, o cuando el puente es embestido por una embarcación, un vehículo, etc (AASHTO, 2002, pág. 20).

### ***2.2.2 Cargas sobre un puente***

La norma AASHTO, en su capítulo 3 enumera todas las cargas, fuerzas, límites de aplicación, factores y combinaciones de carga que pueden presentarse en un puente. Sin embargo, si queremos construir un puente eficiente, es importante identificar las cargas que van a actuar y descartar las cargas que no estará presentes en la vida útil del puente. Las cargas pueden presentarse debido a diferentes factores, que pueden depender de la climatología de la zona, el uso del puente, la ubicación o su proceso constructivo. Es trabajo del ingeniero identificar todas estas cargas y aplicarlas correctamente.

Los tipos de cargas se pueden separar en 4 grupos principales: cargas permanentes, cargas transitorias, cargas laterales y cargas debido a deformaciones.

1) Cargas permanentes: como su nombre lo indica serán las cargas que permanecerán en el puente durante toda su vida útil o por un período largo de tiempo.

Estas incluyen:

- DC= Carga muerta de componentes estructurales y sus accesorios.
- DW= Carga muerta de la capa de rodadura e instalación de servicios públicos.
- EV= Presión vertical del relleno de tierra.
- ES= Cargas de sobretierra.
- EH= Presión horizontal de tierra.
- DD= Fuerza de fricción negativa (downdrag).

2) Cargas transitorias: será principalmente la carga viva sobre un puente, es decir la carga producida por lo peatones y los vehículos. Entre estas se puede tomar en cuenta las colisiones, los frenazos, etc.

- IM = incremento por carga vehicular dinámica
- LL = sobrecarga vehicular
- LS = sobrecarga viva
- PL = sobrecarga peatonal
- BR = fuerza de frenado de los vehículos
- CE = fuerza centrífuga de los vehículos

3) Cargas laterales: estas cargas actúan de manera lateral sobre el puente. Podrían ser consideradas de igual manera como cargas transitorias, sin embargo, existe

la posibilidad de que dichas cargas rijan el diseño del puente, siendo el porqué de su separación. De estas destacan principalmente las cargas que son producidas por efectos naturales como son los fluidos, vientos y sismos.

- WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua
- WL = viento sobre la sobrecarga
- WS = viento sobre la estructura
- EQ = sismo
- FR = fricción
- IC = carga de hielo

4) Cargas debidas a deformaciones: las deformaciones de un puente pueden ocurrir debido a diferentes factores. Dichas deformaciones ocasionarán esfuerzos sobre la estructura que debemos tomar en cuenta.

- SE = asentamiento
- SH = contracción
- TG = gradiente de temperatura
- TU = temperatura uniforme

De las cargas transitorias se destaca principalmente la sobrecarga vehicular (LL). La mayoría de puentes son diseñados para que vehículos puedan sortear fallas u obstáculos. Debido a esto, la carga vehicular es una las cargas principales que el puente deberá soportar, y su correcta estimación es un trabajo a tomar con cuidado.

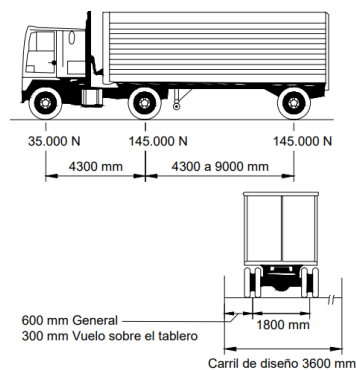
Si bien la carga que producen los vehículos pequeños será las más recurrente en un puente, la carga producida por camiones será en varios casos la más crítica. Considerando esto, la norma AASHTO trata de modelar los efectos producidos por el tráfico pesado, al cual

se lo debe considerar como dinámico, variable y que puede ocurrir tanto independientemente como al unisonó con otros camiones (Barker & Puckett, 2013, pág. 102).

Para la tarea de estimar los efectos de la carga vehicular sin utilizar envolventes de diseño, que consideren todos los posibles vehículos que pasarán sobre un puente, en 1993 se creó el modelo HL-93. Este modelo cuenta con 3 principales componentes:

1. Carril de diseño: consta de una carga uniformemente distribuida de magnitud 9.3 kn/m, que se considerará activa a lo largo del puente y en 3m de manera transversal (Barker & Puckett, 2013, pág. 104).
2. Camión de diseño: será tomado conforme al siguiente gráfico.

**Figura 2.** *Camión de diseño.*



*Nota: Obtenido de ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD (2002, págs. 3-26)*

3. Tandem de diseño: “consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm” (AASHTO, 2002).

Para cada análisis se deberá comparar los efectos del tándem de diseño y del camión de diseño y determinar el más crítico. Tanto el tándem como el camión deben ser analizados y actuarán superpuestos al carril de diseño. Es decir, se contará con una carga distribuida (carril de diseño) y cargas puntuales (tándem o camión). Además, tanto la carga viva del camión de diseño como la del tándem deberá ser incrementada por el factor de amplificación dinámica (15% estado límite de fatiga, 33% todos los otros estados límites).

Además, debemos tomar en cuenta los factores de presencia múltiple, presentados en STabla 3.6.1.1.2-1. Los factores de presencia múltiple nos permiten tomar en cuenta más de un carril cargado a la vez. Estos factores se multiplican a los factores de distribución (discutidos más adelante) cuando se utiliza la regla de la palanca.

**Tabla 1.** *Factores de presencia múltiple.*

<b>Factores de presencia múltiple</b>	
Número de carriles cargados	Factor (m)
1	1.2
2	1
3	0.85
>3	0.65

*Nota: Adaptado de ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD (2002, págs. 3-21).*

### **2.2.3 Factores de carga**

Los factores de carga nos permiten amplificar o disminuir los efectos de las cargas según el estado límite que se analice. Estas variaciones nos permiten certificar la seguridad de un puente. Cada estado límite o combinación de carga tiene aplicaciones específicas detalladas en la norma, es trabajo del ingeniero elegir las que se aplicarán a su puente.

**Tabla 2. Factores de carga**

<b>Estado Limite/ Tipo de carga</b>	<b>Aplicación</b>
RESISTENCIA I	Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento
RESISTENCIA II	Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
RESISTENCIA II	Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
RESISTENCIA IV	Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
RESISTENCIA V	Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.
EVENTO EXTREMO I	Combinación de cargas que incluye sismos.
EVENTO EXTREMO II	Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.
SERVICIO I	Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.
SERVICIO II	Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
SERVICIO III	Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
SERVICIO IV	Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
FATIGA	Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada en el Artículo 3.6.1.4.1.

*Nota: Adaptado de ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES*

*POR EL MÉTODO LRFD (2002, págs. 3-11).*

Analizando las descripciones escogemos utilizar Resistencia I para ambos materiales. Para elementos presforzados es necesario considerar Servicio III. Por otro lado, para elementos de acero debemos utilizar Fatiga, Resistencia IV y Servicio II. A continuación, se

presentan los factores de mayoración para las cargas relevantes de los estados límites mencionados:

**Tabla 3.** *Valores de factores de carga*

<b>Valores de combinaciones de carga</b>						
	MAX	MIN	MIN	MAX	MAX	MIN
Combinaciones de carga	DC		DW		LL	
RESISTENCIA I	1.25	0.9	1.5	0.75	1.75	1.75
RESISTENCIA IV	1.5	0.9	1.5	0.65		
SERVICIO II	1	1	1	1	1.3	1.3
SERVICIO III	1	1	1	1	0.8	0.8
FATIGA	n/a	n/a	n/a	n/a	0.75	0.75

*Nota: Adaptado de ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD (2002, págs. 3-16).*

#### **2.2.4 Factores de distribución y regla de la palanca**

Los factores de distribución son parámetros que se deben obtener tanto para el análisis de cortante como de momentos. Estos permiten simplificar el análisis estructural de un puente de algunas maneras. La dimensión espacial en la que se trabaja puede ser reducida gracias a la utilización de los factores. Es decir, un modelo en 3 dimensiones puede disminuir a 2 dimensiones gracias a los factores de distribución.

Además, dichos factores nos permiten distribuir las cargas vivas hacia el conjunto de vigas de manera acertada, dependiendo del posicionamiento de la carga, en un análisis elástico. La viga que este más cercana a la carga que se aplique sufrirá la mayor cantidad de esfuerzos, sin embargo, determinar exactamente la magnitud de esos esfuerzos y los que actuarán a las otras vigas debido a la misma carga es una tarea que puede resultar complicada.

Los factores de distribución se encargarán de aproximar de la manera más cercana estos efectos.

En el capítulo número 4 de la normativa AASHTO, se encuentra los parámetros para aplicar los factores de distribución en puentes de vigas y losa. Las ecuaciones para obtenerlos están especificadas en tablas, las cuales consideran el número de carriles cargados, el número de vigas del puente y la posición de las vigas. A continuación, se detalla cómo conseguir los factores de distribución tanto para corte como para momento:

**Tabla 4.** Factores de distribución para momento.

Para momento				
Factor de distribución	Vigas exteriores		Vigas interiores	
	1 carril cargado	2 o mas carriles cargados	1 carril cargado	2 o mas carriles cargados
Nb≥4	Regla de la palanca	$mg_{ext} = e \cdot mg_{int}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{Kg}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$	$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{Kg}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$
Nb=3	Regla de la palanca	Valor obtenido de la ecuación anterior con Nb=3 o la ley de momentos (menor)	Regla de la palanca	Regla de la palanca

*Nota:*

*S= separación de los elementos de apoyo (mm); separación de las vigas o almas (mm).*

*Kg= parámetro de rigidez longitudinal (mm<sup>4</sup>).*

*L= longitud de vano del tablero (mm).*

*de= distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm).*

$mg$ = factor de distribución tanto para vigas interiores o exteriores como indique.

$ts$ = espesor de la losa

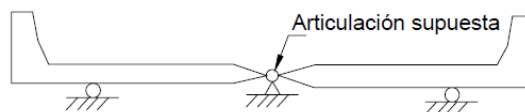
**Tabla 5.** Factores de distribución para cortante.

Para cortante				
Factor de distribución	Vigas exteriores		Vigas interiores	
	1 carril cargado	2 o más carriles cargados	1 carril cargado	2 o más carriles cargados
$Nb \geq 4$	Regla de la palanca	$mg_{ext} = e \cdot mg_{int}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$ Valor obtenido de la ecuación anterior con $Nb=3$ o la ley de momentos (menor)	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 - \left(\frac{S}{10700}\right)^2 + \frac{S}{3600}$
$Nb=3$	Regla de la palanca	Regla de la palanca	Regla de la palanca	Regla de la palanca

*Nota:* Revisar los rangos de aplicabilidad en la norma, tablas 4.6.2.2.2b-1 en adelante

La regla de la palanca o ley de momentos (lever rule), es un método de análisis conservador para determinar la distribución de la carga (factores de distribución), en una viga dada. Para aplicar la regla de la palanca, se hace la suposición de que cada panel del tablero del puente está simplemente apoyado y se utilizan articulaciones en las vigas que no se buscan determinar, como se indica en la figura.

**Figura 3.** Regla de la palanca.



*Nota:* Obtenido de ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD (2002).

El apoyo se ubicará en la viga de interés y las articulaciones serán las vigas contiguas. Dependiendo de si se realiza el proceso para una viga interior o exterior el posicionamiento de las cargas, que en estos casos será las cargas vivas del tándem de diseño o camión de diseño, será diferente. A continuación, se detalla el posicionamiento.

- Vigas exteriores: Se deberá ubicar la primera llanta del camión a menos de 60 cm desde la barrera o vereda. El segundo camión, de ser necesario, se lo ubicará a menos de 120 cm del primero y el tercer camión, de ser necesario, se lo ubicará a 1.80 cm del segundo (Barker & Puckett, 2013, p. 103).
- Vigas interiores: Se ubicará una de las llantas del camión justo por encima de la viga de interés. El segundo camión, tal como para las vigas exteriores, a 120 cm y de ser necesario un 3er camión a 180 cm del segundo.

Es aquí donde los factores de presencia múltiple deben ser tomados en cuenta conforme se utilice uno, dos o más camiones.

#### ***2.2.5 Diseño de losas en concreto reforzado (Método de la franja equivalente).***

El diseño de losa deberá obedecer a las especificaciones dadas por la AASHTO, y puesto que es un diseño de concreto, los aceros de refuerzo se comprobarán con la normativa ACI. Para realizar el diseño de la losa se debe tener datos iniciales como son la luz libre, el ancho de la calzada, resistencia del hormigón, resistencia a la fluencia del acero, etc.

Para los puentes diseñados en esta disertación, se utilizará el método de la franja equivalente. Este método asume que las vigas actúan como soportes, y la losa actúa como una viga simple o continua abarcando de soporte a soporte (Gao, 2017).

A continuación, se presentará en una tabla los pasos a seguir en el diseño de manera resumida y los capítulos de la norma útiles para el diseño. En los anexos se presenta la memoria de cálculo explicativa a detalle con cada una de las decisiones tomadas en el diseño.

**Tabla 6.** *Pasos para el diseño de losa de hormigón y artículos.*

<b>Diseño de Losa de hormigón según la AASTO LRFD 8va edición</b>		
	<b>Pasos</b>	<b>Artículos</b>
1	Propiedades del tablero: Se establece las propiedades de los materiales a ser utilizados	STabla 5.12.3; STabla 3.5.1
2	Dimensiones del tablero: Conforme a las necesidades del puente se establece sus dimensiones.	n/a
3	Predimensionamiento del tablero: Se escoge el espesor de la losa conforme al mínimo necesario tanto para volado como para vigas interiores.	S9.7.1; S13.7.3.1.2
4	Cálculo de pesos: Se calculo el peso que resistirán las franjas interiores tanto estructural como no estructural utilizando los factores de mayoración	n/a
5	Cálculo de momentos: Con ecuaciones de estática se calcula el momento por carga muerta y utilizando la tabla del código se calcula el momento de carga viva.	STabla A4-1
6 y 7	Diseño de refuerzo transversal (Positivo y negativo):  Después de escoger un diámetro de varilla se realiza el cálculo del espaciamiento. Se debe comprobar el límite de armadura máxima y el fisuramiento.	S5.7.3.3; S5.7.2.2; S5.7.3.4
8	Diseño de flexión en el volado de la losa: El diseño de la losa se realizará para diferentes casos en los cuales se consideran diferentes cargas. Además, se debe tomar en cuenta el momento de colisión transmitido al volado.	SA13.4.2; SA13.3.3.1;
9	Cálculo de la longitud de corte:  Se debe calcular hasta donde debe llegar el refuerzo extra que se pone en el volado dentro de la franja interior.	S5.11.1.2
10	Cálculo de longitud de desarrollo:	S5.11.1.2

	Tal como se calculó la longitud de corte se calcula la longitud de desarrollo, la cual busca que se desarrolle la resistencia de la varilla.	
11	Diseño del refuerzo longitudinal inferior: Se debe calcular el porcentaje de la armadura principal (transversal) se debe usar para la secundaria (longitudinal).	S9.7.2.3
12	Diseño del refuerzo longitudinal superior:  Se debe realizar un proceso similar al del paso 11.	S5.10.8.2

### 2.2.6 Diseño de vigas de acero.

El diseño de vigas de acero esta principalmente regido por el capítulo 6. A continuación se presentan los pasos y los artículos de importancia para su diseño.

**Tabla 7.** Pasos para el diseño de viga de acero y artículos.

<b>Diseño de viga de acero según la AASTO LRFD 8va edición</b>		
	<b>Pasos</b>	<b>Artículos</b>
1	<u>Datos generales</u> Se define la geometría del puente además de los materiales que se van a utilizar.	STabla6.4.1; STabla 3.5.1
2	<u>Predimensionamiento</u> El predimensionamiento se realiza con fórmulas de la norma y con conocimientos empíricos. Además, se deben comprobar que las medidas cumplan ciertos parámetros para los criterios seleccionados.	STabla2.5.2.6.3; STabla6.10.2
3	<u>Factores de distribución:</u> Se realiza cálculo de las propiedades mecánicas de la sección para poder determinar los factores de distribución.	S4.6.2.2.1
4	<u>Cálculo de pesos:</u> Se calcula las cargas muertas que soportará una viga.	n/a
5	<u>Cálculo de momentos, cortantes y esfuerzos.</u> Se realiza el cálculo de momentos de carga viva y carga muerta para la viga simple y compuesta. Se realiza la mayoración de las cargas. Es necesario determinar las propiedades mecánicas de la sección compuesta, para poder encontrar los esfuerzos máximos.	S3.6.1.2.2; S3.6.1.4; STabla3.4.1; S4.6.2.6
6	<u>Cálculo de la capacidad de momento plástico y momento de fluencia</u>	D.6.1; D6.2

	Se define el momento plástico y el momento de fluencia para proceder a su cálculo.	
7	<u>Chequeos para Resistencia I</u> Se realizan comprobaciones para flexión y para corte con el estado límite de Resistencia I	S6.10.6.2.2; D6.3.2; S6.10.7.3; S6.10.7.1; S6.10.6.3; S6.10.9.1; S6.10.9.2; S6.10.9.3.2
8	<u>Chequeos para Servicio II</u> Se realizan comprobaciones para deformaciones.	S6.10.4.1; S2.5.2.6; S6.10.1.10.
9	<u>Constructibilidad:</u> Se realizará comprobación de esfuerzo para la etapa de construcción de la viga. Cuando aún no se tiene una viga compuesta.	S6.10.3; S6.10.6.2.3; D6.3; S6.10.8.2.2; S6.10.1.10; A6.2.1; D6; A6.3.3

### 2.2.7 Diseño de vigas de hormigón presforzado.

El diseño de vigas hormigón presforzado esta principalmente regido por el capítulo

5. A continuación se presentan los pasos y los artículos de importancia para su diseño.

**Tabla 8.** Pasos para el diseño de viga de hormigón presforzado y artículos.

<b>Diseño de viga de hormigón presforzado según la AASTO LRFD 6ta edición</b>	
<b>Pasos</b>	<b>Artículos</b>
1 <u>Datos generales</u> Se define la geometría del puente además de los materiales que se van a utilizar.	STabla6.4.1; STabla 3.5.1
2 <u>Predimensionamiento</u> El predimensionamiento se realiza con fórmulas de la norma y con conocimientos empíricos. Además, se deben comprobar que las medidas cumplan ciertos parámetros para los criterios seleccionados.	STabla2.5.2.6.3; S5.14.1.3
3 <u>Factores de distribución:</u> Se realiza cálculo de las propiedades mecánicas de la sección para poder determinar los factores de distribución.	S4.6.2.2.1; S3.6.1.1.2
4 <u>Cálculo de pesos:</u> Se calcula las cargas muertas que soportará una viga.	n/a
5 <u>Cálculo de momentos, cortantes y esfuerzos.</u>	

	Se realiza el cálculo de momentos de carga viva y carga muerta para la viga simple y compuesta. Además de su mayoración.	S3.6.1.2.2; S3.6.1.4; STabla3.4.1; S4.6.2.6
6	<u>Fuerza de presfuerzo requerida después de las pérdidas</u>  Para la determinación de la fuerza que se va a necesitar en los cables de presfuerzo primero se realiza el cálculo de las propiedades mecánicas de la sección.	S5.9.4.2.2; S4.6.2.6.
7	<u>Cálculo de pérdidas de presfuerzo</u>  Se procede a realizar el cálculo de pérdidas de presfuerzo para determinar el número de torones necesarios.	S5.9.6; S5.9.5; S5.9.3;
8	<u>Verificación de esfuerzos por estados de servicio límite:</u>  Se debe comprobar que los esfuerzos sobre la sección no superen los esfuerzos admisibles para los diferentes momentos de vida útil de la viga,	S5.9.4.1
9	<u>Verificación de flexión</u>  Se debe comprobar que el momento resistente de la sección sea mayor que la demanda.	S5.7.3; S4.2.6; C5.7.3.1.1; C5.7.2.2
10	<u>Diseño al corte</u>  Se debe determinar los estribos que se van a utilizar.	S5.8.3; S5.8.2; S5.8.4; S5.5.4.2; C5.8.3.3.

### Capítulo III: Resultados de diseño

En este capítulo se presentarán los resultados obtenidos del diseño de la superestructura de un puente simplemente apoyado en vigas de hormigón presforzado y vigas de acero. Se utilizarán gráficos esquemáticos en los cuales se destacan cada uno de los

elementos estructurales diseñados. Uno de los objetivos de esta disertación era proveer al lector de una memoria de cálculo explicativa del diseño de vigas en hormigón presforzado y acero, este proceso se encuentra del Anexo A-C y se recomienda sea revisado.

### **3.1 Descripción Y Resultados De Diseño.**

#### ***3.1.1 Losa De Hormigón Armado:***

Se tomó el mismo diseño de losa de hormigón tanto para el puente apoyado sobre vigas de acero y como para vigas de hormigón presforzado. Esta decisión fue tomada debido a que la única variación que existe en el cálculo es la distancia para tomar el diseño de momentos. En el artículo S4.6.2.1.6 se presenta lo siguiente:

- Para vigas de acero: el momento se toma a  $\frac{1}{4}$  del ancho del ala superior con respecto al centro de la viga.
- Para vigas de hormigón presforzado: el momento se toma a  $\frac{1}{3}$  del ancho del ala superior pero no mayor a 38 cm con respecto al centro de la viga.

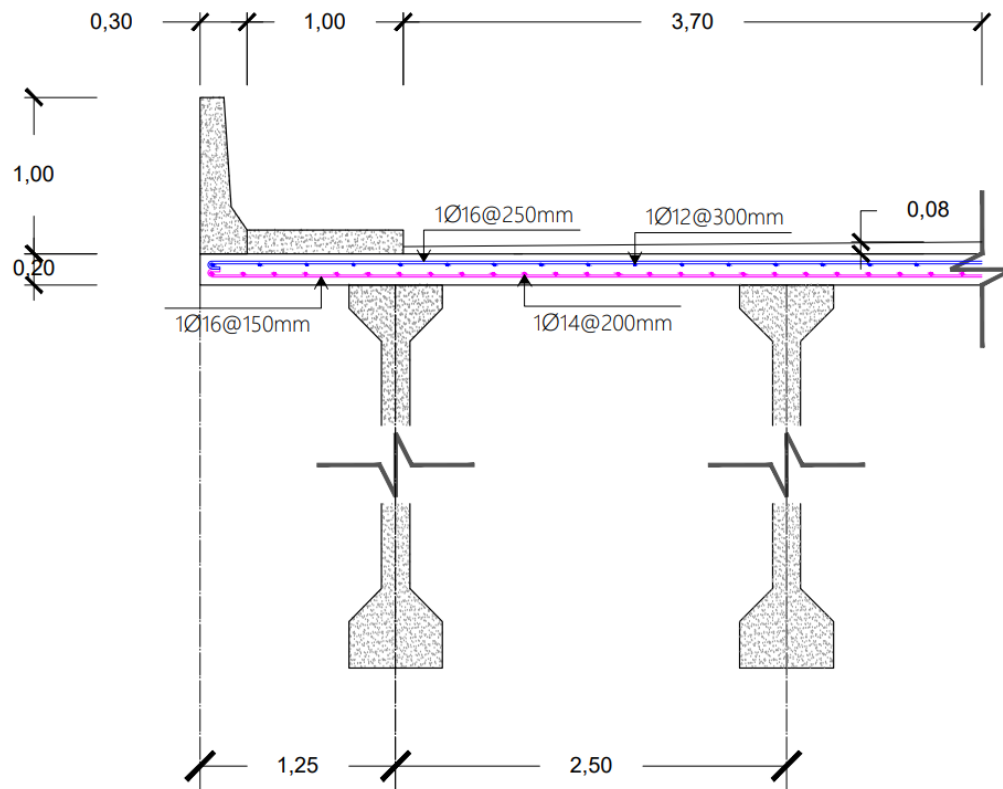
Por otro lado, el enfoque de esta disertación es comparar el precio entre los diferentes materiales de vigas y presentar una guía de diseño, ambos objetivos son cumplidos mediante un único diseño de losa. El proceso de diseño con su explicación a detalle se encuentra en el anexo A.

A continuación, se muestran los parámetros iniciales elegidos para el diseño, así como un gráfico esquemático del resultado del diseño.

- Se realizó el diseño para un puente simplemente apoyado de 40m de longitud.
- La losa reposa sobre 4 vigas.
- El ancho del tablero es de 10 m.

- El ancho de la calzada es de 7.4 m
- El ancho de la acera es de 1 m.
- El ancho de la barrera es de 0.3 m
- Se tiene una longitud de volado de 1.25 m
- La losa tiene un espesor constante de 0.2 m.
- El espaciamiento entre vigas es de 2.5 m.
- Se asume un espesor constante de capa de rodadura de 7.5cm.
- Resistencia del hormigón a los 28 días.  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de fluencia del acero de refuerzo  $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- El momento de colisión  $Mc$  de la barrera es  $Mc = 3.274 \text{ ton.m}$
- La norma que se utilizará es la AASHTO LRFD 8ava edición (2017).

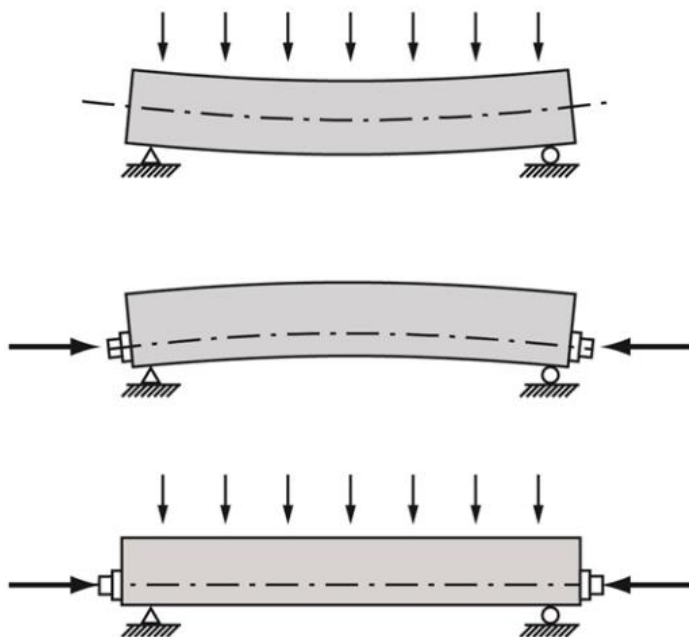
**Figura 4.** *Detalle del armado de la losa*



### 3.1.2 Vigas de hormigón presforzado:

El presfuerzo es la aplicación de una fuerza de compresión en el elemento para poder resistir los esfuerzos de tensión que resultan de las fuerzas externas aplicadas sobre el elemento (Corven, 2016, pág. 36). Un gráfico simplificado del comportamiento de la viga cuando se presenta en Corven (2016). El primer grafico representa la viga cuando se aplican las cargas externas, el segundo cuando se aplica el presfuerzo sin efectos de cargas externas y el tercero los efectos de ambos combinados.

**Figura 5.** Comportamiento de una viga con presfuerzo.



Existen dos maneras de aplicar el presfuerzo: pretensado y postensado. En este caso se ha escogido el método de postensado in situ. Esta decisión se toma en base a la luz que debe cubrir el puente, el proceso simplificado de construcción, debido a que las vigas pretensadas deben ser prefabricadas.

El postensamiento es el proceso en el cual se instalan ductos en la viga, con tendones dentro de ellos y se funde al hormigón. Una vez el hormigón se haya endurecido, mediante el uso de anclajes y gatos hidráulicos se tensiona los tendones. Los tendones suelen estar conformados por varios torones. El postensamiento en este diseño se realizará al 8avo día de fundido el hormigón. Los parámetros elegidos para el diseño son los siguientes:

- La viga tendrá 40 m de longitud.
- Se utilizará 4 vigas de hormigón presforzado.
- Se utilizará 4 ductos de tendones no adherentes rellenos con lechada.
- El posetensamiento se lo realizara al 8avo día.
- Se utilizarán torones de acero grado 270 de 16 mm de diámetro.
- Cada tendón contiene 9 torones (determinación presentada en el anexo).
- Se utilizará el camión de diseño HL-93 para la carga viva.
- Se asume una viga compuesta a lo largo.
- Se asume diafragmas hormigón armado cada 7 m.
- La comprobación de esfuerzo se realiza con el estado límite de SERVICIO

### III.

- Comprobación de resistencia nominal a flexión y a corte con RESISTENCIA

### I.

- Resistencia del hormigón a los 28 días de las vigas.  $f'c =$

$350 \text{ kg/cm}^2$

- Esfuerzo de fluencia del acero de pretensado (Gr270).  $fy =$

$18600 \text{ kg/cm}^2$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.  $fy =$

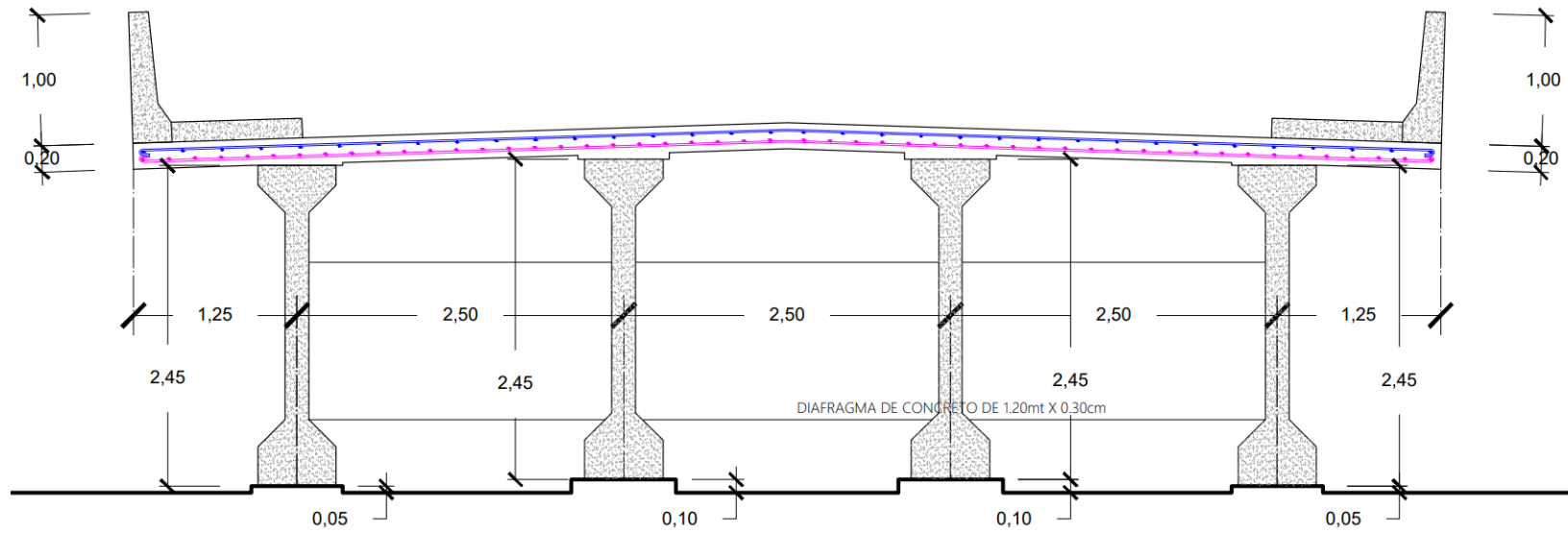
4200  $kg/cm^2$

- La norma que se utilizará es la AASHTO LRFD 6ta edición (2012).

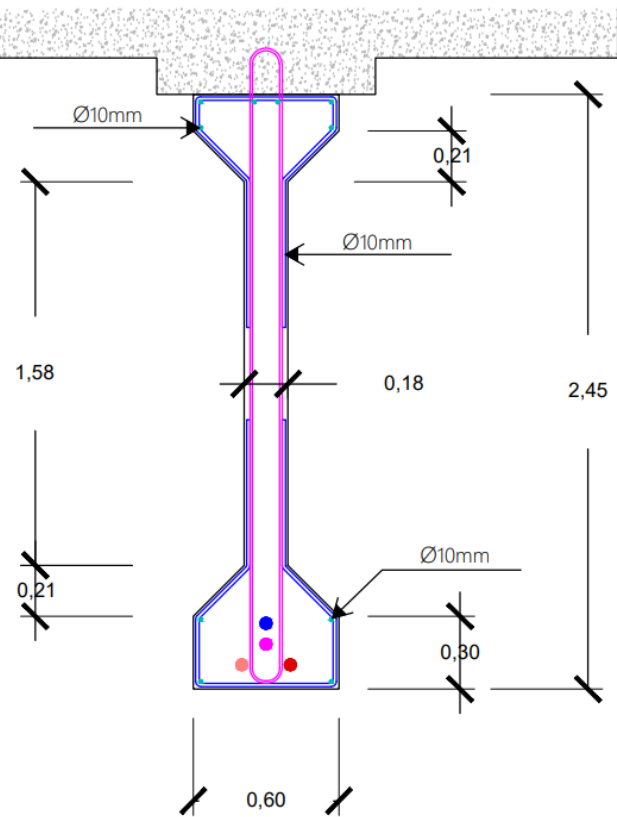
Se utiliza la 6ta edición para el diseño en hormigón presforzado por el acápite S5.8.3.4, que sirve para el diseño al corte en hormigón presforzado, en el cual se utiliza el método ACI.

A continuación, se presentan gráficos esquemáticos del resultado del diseño. Los diseños explicados a detalle se encuentran en el Anexo B.

**Figura 6.** *Sección transversal de la superestructura de vigas de hormigón presforzado.*

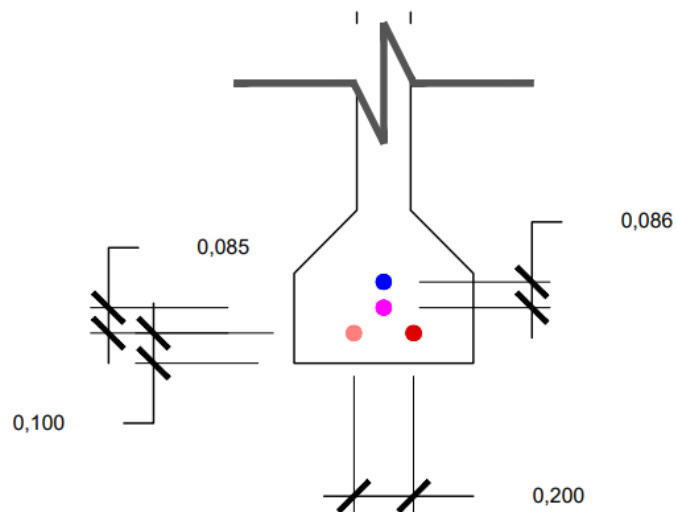


**Figura 7.** Armado de la viga en la mitad del vano.

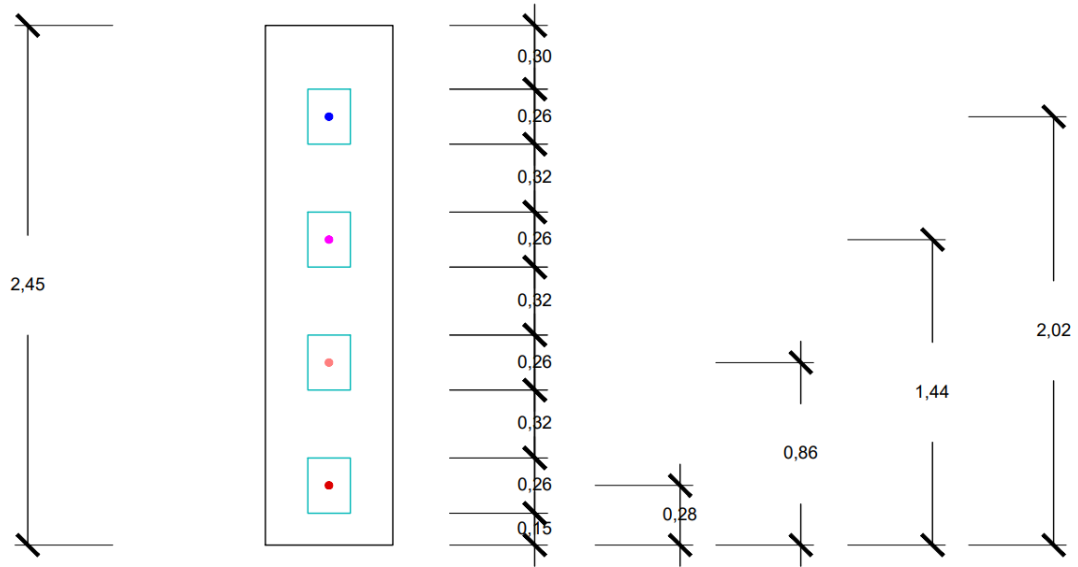


*Nota.* Tanto los aceros de forma como los estribos son  $\text{Ø}10$ .

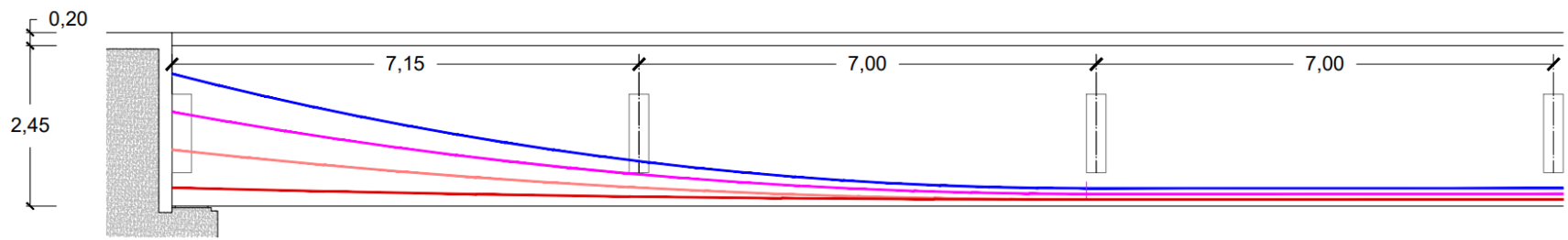
**Figura 8.** Posición de los cables en la mitad del vano.



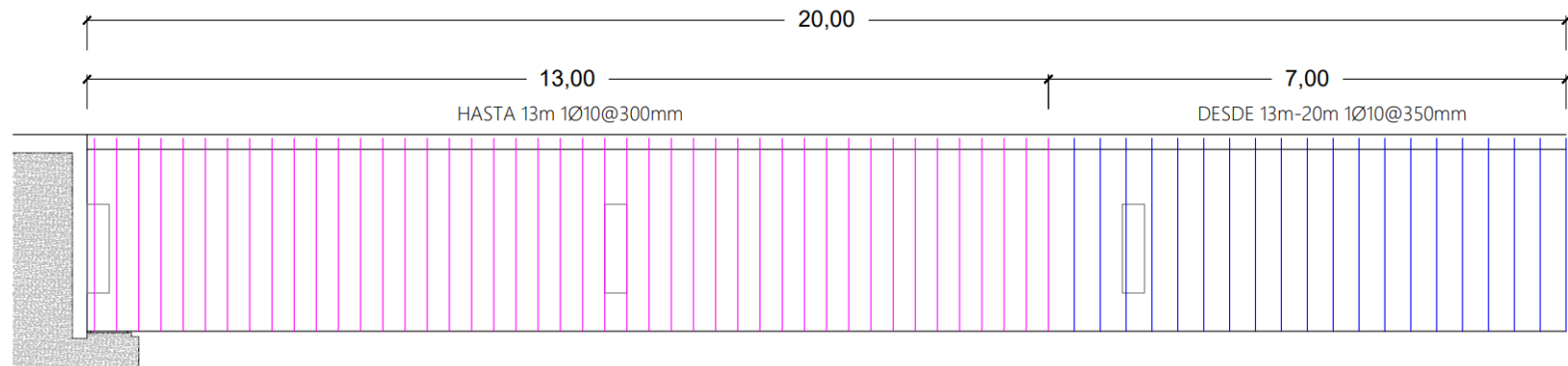
**Figura 9.** Disposición de los cables y anclajes en el apoyo.



**Figura 10.** *Vista lateral de los cables.*



**Figura 11.** *Detalle del espaciamiento de los estribos.*



### 3.1.3 Vigas de acero:

Para el diseño de vigas de acero se escogió perfiles I. Las vigas de acero representan una opción obvia a considerar para puentes de vigas que deben cubrir luces cortas (hasta 15 m) y medianas (hasta 60 m) (Barker & Puckett, 2013, pág. 371). Las propiedades que ofrece el material como son: la alta resistencia, uniformidad, elasticidad, ductilidad, durabilidad y bajo peso lo hacen ideal para este tipo de puentes.

A continuación, se presentan las consideraciones tomadas en el diseño:

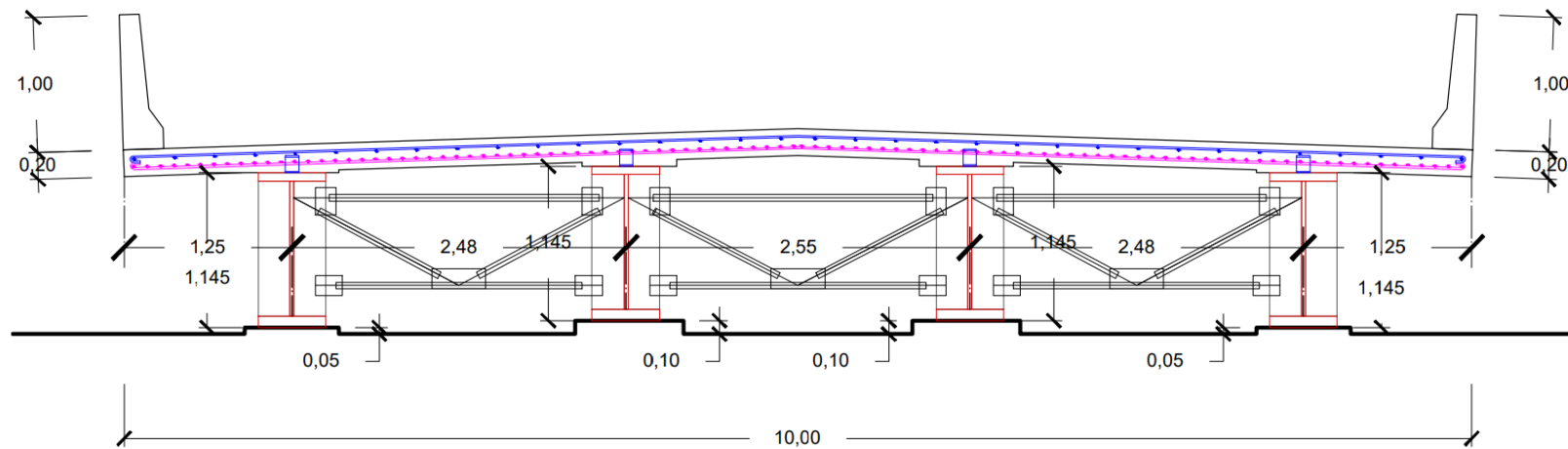
- La viga tendrá 40 m de longitud.
- Se utilizará 4 vigas de acero en perfil I.
- Se tendrá arrostramiento longitudinalmente cada 7 m en forma de diagonales.
- Se utilizará atiesadores transversales cada 1.5 m.
- Se tomará como una sección compuesta a lo largo.
- El espesor y altura del alma será constante en toda su longitud, mientras que el espesor de los patines variará conforme a las solicitaciones. De 0-10 m se utilizará un espesor y de 10-20 m un mayor espesor, considerando a la viga simétrica.
- Se utilizará perfiles tipo C como conectores de corte.
- Se utilizará acero estructural ASTM 588 de grado 50.  $f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$
- Se utilizará acero estructural A36 para arriostramientos y conectores.  $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$
- Se evaluará con el estado límite de RESISTENCIA I para el momento y corte nominal, SERVICIO II para deflexiones, FATIGA para esfuerzos y se realizará un chequeo de constructibilidad en la cual se evaluará los esfuerzos con RESISTENCIA

#### IV.

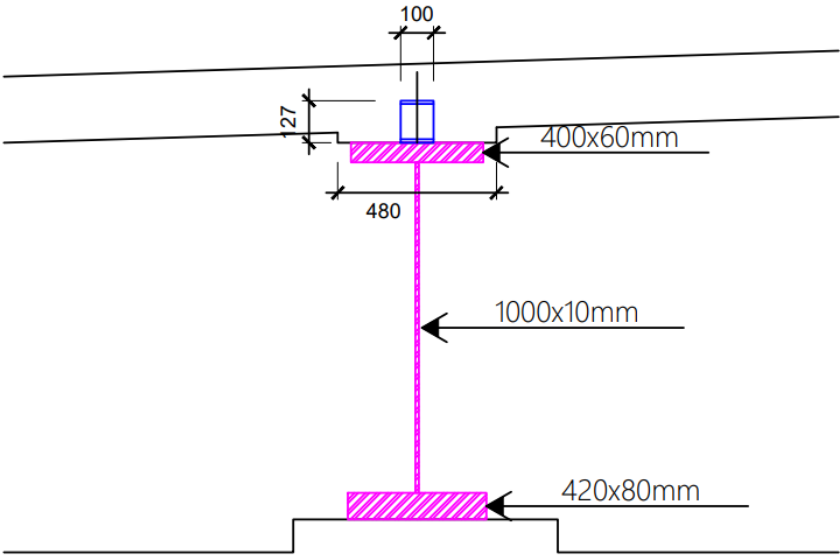
- Se utilizará el camión de diseño HL-93 para la carga viva.
- La norma que se utilizara es la AASHTO LRFD 8va edición (2017).

A continuación, se presentan gráficos esquemáticos presentando el resultado del diseño. Los diseños explicados a detalle se encuentran en el anexo C.

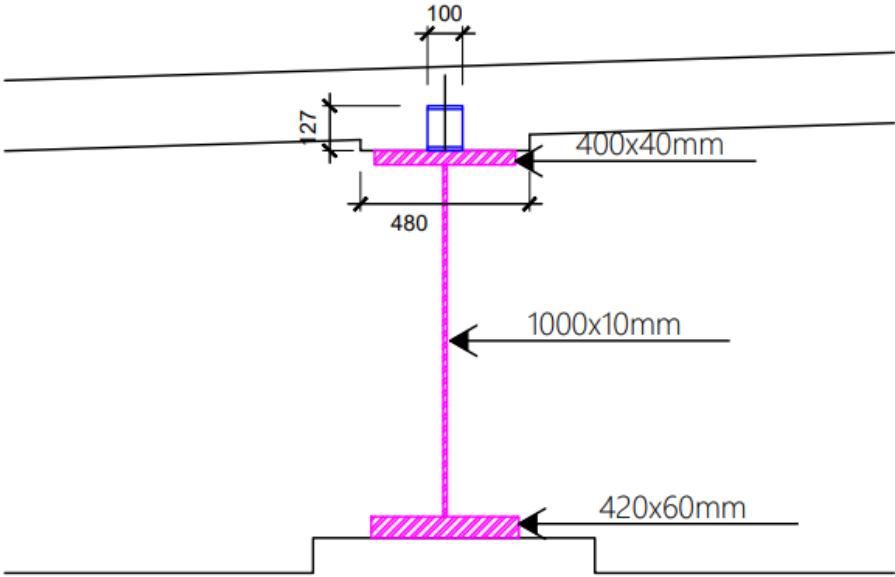
**Figura 12.** *Sección transversal de la superestructura de vigas de acero.*



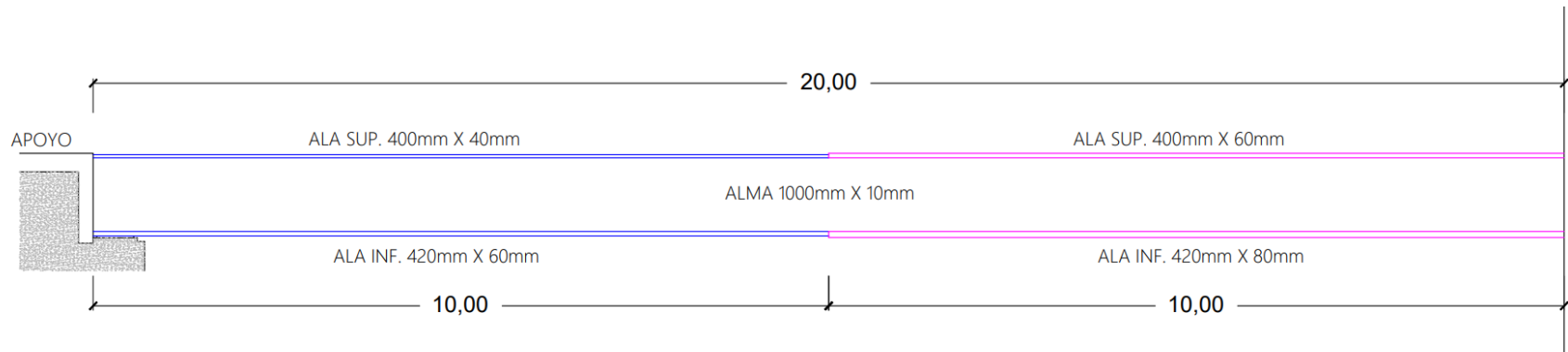
**Figura 13.** Dimensiones de la viga de acero en la mitad del vano.



**Figura 14.** Dimensiones de la viga de acero en el apoyo.



**Figura 15.** Vista lateral de las transiciones en las vigas de acero.



### 3.2 Comprobación de requerimientos por la AASHTO LRFD

#### 3.2.1 Hormigón presforzado:

Para asegurar que la viga resista la demanda a la cual va a ser sometida durante su vida útil, la norma exige la comprobación de esfuerzos, momentos y cortante. Los esfuerzos serán comprobados con el estado límite de SERVICIO III. Este estado límite es específico para comprobar solicitaciones en hormigón presforzado. Se hará la comprobación de la capacidad nominal a corte y flexión bajo las solicitaciones del estado límite de RESISTENCIA I, siendo este estado límite la base del diseño. A continuación, se presenta una tabla resumen de los resultados del diseño.

**Tabla 9.** Comprobación de requerimientos para viga de hormigón presforzado.

<b>Comprobación de requerimientos AASHTO LRFD</b>						
<b>Hormigón Presforzado</b>						
<b>Estado límite SERVICIO III.</b>						
<b>Esfuerzos</b>						
	Esfuerzos admisibles			Esfuerzo resultante		
Temporales	Compresión	168	kg/cm <sup>2</sup>	Inferior	160.643	kg/cm <sup>2</sup>
	Tensión	0	kg/cm <sup>2</sup>	Superior	68.264	kg/cm <sup>2</sup>
Previo a pérdidas secundarias	Compresión	210	kg/cm <sup>2</sup>	Inferior	63.135	kg/cm <sup>2</sup>
	Tensión	-30.16	kg/cm <sup>2</sup>	Superior	179.127	kg/cm <sup>2</sup>
Totales	Compresión	210	kg/cm <sup>2</sup>	Inferior	38.2	kg/cm <sup>2</sup>
	Tensión	-30.16	kg/cm <sup>2</sup>	Superior	186.553	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Estado límite RESISTENCIA I</b>						
<b>Corte</b>						
Cortante último	En el apoyo		En L/3			
	193.35	tonne	85.56	tonne		
Cortante nominal	341.881	tonne	277.986	tonne		
<b>Flexión</b>						
Momento último	1621	tonne.m				
Momento nominal	1674	tonne.m				

### 3.2.2 Acero:

El diseño de acero estará regido por las comprobaciones de esfuerzos con los estados límites de SERVICIO II y FATIGA. Ambos estados límites son específicos para el diseño de acero. Mientras que el cortante y el momento, al igual que en el diseño en presforzado, se comprobará con el estado límite de RESISTENCIA I.

Además, es necesario revisar esfuerzos temporales que se producirán en el periodo de construcción cuando se funda la losa. Estos esfuerzos son comprobados con el estado límite de RESISTENCIA IV. CAMBIAR XX

**Tabla 10.** Comprobación de requerimientos para viga de acero en el centro de la luz.

<b>Comprobación de requerimientos AASHTO LRFD</b>				
<b>Para el centro de la Luz</b>				
<b>Estado límite SERVICIO II.</b>				
<b>Esfuerzos</b>				
Esfuerzo admisible		Esfuerzo resultante		
3325	kg/cm <sup>2</sup>	Ala sup.	2595	kg/cm <sup>2</sup>
		Ala inf.	2864	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Estado límite de FATIGA</b>				
<b>Esfuerzos</b>				
Esfuerzo admisible		Esfuerzo resultante		
1683	kg/cm <sup>2</sup>	Ala sup.	302	kg/cm <sup>2</sup>
		Ala inf.	885	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Estado límite RESISTENCIA I</b>				
<b>Flexión</b>				
Momento último		1346		tonne.m
Momento nominal		1965		tonne.m
<b>Corte</b>				
Cortante último		170.42		tonne
Cortante nominal		609		tonne
<b>En el proceso constructivo</b>				
<b>Estado límite RESISTENCIA IV.</b>				
<b>Esfuerzos</b>				
Esfuerzo admisible		Esfuerzo resultante		
3500	kg/cm <sup>2</sup>	Ala sup.	1837	kg/cm <sup>2</sup>
		Ala inf.	1502	kg/cm <sup>2</sup>

Como se especificó no se tendrá una sección constante a lo largo del puente. Cercano a los apoyos, las solicitaciones de esfuerzos y momentos en las alas son menores, por lo que es conveniente utilizar una sección menor. Cabe recalcar que esta sección no debe ser menor en área a la mitad de la sección en el centro del claro, de esta manera nos aseguramos de no crear esfuerzos de transición considerables. Las comprobaciones que se deben realizar serán las mismas que para el centro de la luz.

**Tabla 11.** *Comprobación de requerimientos para viga de acero en el centro de la luz.*

<b>Para L=10m</b>				
<b>Estado límite SERVICIO II.</b>				
<b>Esfuerzos</b>				
Esfuerzo admisible		Esfuerzo resultante		
3325	kg/cm <sup>2</sup>	Ala sup.	2674	kg/cm <sup>2</sup>
		Ala inf.	3104	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Estado límite RESISTENCIA I</b>				
<b>Flexión</b>				
Momento último		948.03	tonne.m	
Momento nominal		1142	tonne.m	
<b>Corte</b>				
No es necesario, el alma sigue siendo la misma.				
<b>En el proceso constructivo</b>				
<b>Estado limite RESISTENCIA IV.</b>				
<b>Esfuerzos</b>				
Esfuerzo admisible		Esfuerzo resultante		
3500	kg/cm <sup>2</sup>	Ala sup.	2991	kg/cm <sup>2</sup>
		Ala inf.	2163	kg/cm <sup>2</sup>

## Capítulo IV: Análisis De Precios Unitarios y Análisis de Constructibilidad

### 4.1 Presupuesto.

Una vez realizados los diseños se procedió al cálculo de cantidades de obra y análisis de precios unitarios (APU). En este acápite solo se presentará los presupuestos referenciales obtenidos. Uno para acero y otro para hormigón presforzado. El desglose de cada ítem estará presente en los Anexos D y E. Para obtener el valor del procedimiento de presfuerzo se pidió la cotización a la compañía Ideal Alambrec, mediante su corresponsal el Ing. Diego Cueva y el Grupo Inscor. Esta cotización está presente en el Anexo E.

**Tabla 12.** *Presupuesto referencial acero.*

PRESUPUESTO REFERENCIA ACERO					
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
<b>1 SUPERESTRUCTURA</b>					
1.3	Acero estructural ASTM A-588 (Sum. fabric. y montaje, inc. pintura)	Kg	73660	\$4.56	\$335,889.60
1.4	Acero estructural A-36 laminado en caliente en perfiles; Inc. montaje y pintura	Kg	337	\$4.56	\$1,536.72
1.5	Encofrado y desencofrado tablero para puentes, sobre vigas de acero	m2	410	\$16.28	\$6,674.80
1.6	Acero de refuerzo $f_y=4,200\text{kg/cm}^2$ ; Inc. cort, doblado y colocado	Kg	12354	\$2.05	\$25,325.70
1.1	Hormigón simple $f'_c=280\text{ Kg/cm}^2$ ., en losa tablero	m3	80	\$204.96	\$16,396.73
<b>SUBTOTAL</b>					\$385,823.55
					12.00%
<b>TOTAL</b>					<b>\$432,122.38</b>

**Tabla 13.** *Presupuesto referencial hormigón presforzado.*

PRESUPUESTO REFERENCIAL HORMIGÓN PRESFORZADO					
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P. Total
<b>1 SUPERESTRUCTURA</b>					
1.1	Acero de presfuerzo gr270				\$148,167.92
1.2	Hormigón simple $f'_c=350\text{ Kg/cm}^2$ ., en viga	m3	115	\$215.15	\$24,742.25
1.3	Encofrado y desencofrado tablero y vigas	m2	1345.67	\$16.28	\$21,907.51
1.4	Acero de refuerzo $f_y=4,200\text{kg/cm}^2$ ; Inc. cort, doblado y colocado	Kg	14405	\$2.05	\$29,530.25
1.5	Hormigón simple $f'_c=280\text{ Kg/cm}^2$ ., en losa tablero	m3	80	\$204.96	\$16,396.80
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$240,744.73</b>
					12.00%
<b>TOTAL</b>					<b>\$269,634.09</b>

## **4.2 Análisis de constructibilidad mediante entrevista.**

Para esta disertación se buscó la opinión de ingenieros familiarizados con el diseño y construcción de puentes para poder evaluar la complejidad de trabajar con cada uno de los materiales en la construcción.

Se realizó la entrevista al MsC. Ing. Marco Manzano. Un profesional con más de 35 años de experiencia en el diseño y construcción de puentes. Trabajó en Planning And Construction Ingenieros Consultores CIA Ltda y actualmente se encuentra retirado.

La entrevista fue orientada a evaluar la complejidad en la construcción que existe en cada uno de los materiales. La entrevista se enfocó principalmente en los siguientes puntos:

- Consideraciones a evaluar para escoger uno de los dos materiales.
- Proceso constructivo general.
- Dificultades constructivas específicas de cada material.
- Necesidad de mano de obra especializada.
- Facilidad para encontrar los materiales en el mercado.

Para solventar estas dudas se realizaron 20 preguntas. La entrevista inició contextualizando la realidad de los puentes en el Ecuador y abordando el primer tema:

El ingeniero indicó que, en el país, entre los dos materiales considerados, es mucho más común encontrar puentes construidos en acero. Esto el considera se debe gracias a 3 principales factores: la facilidad de diseño, la facilidad de fabricación y la facilidad construcción. Sin embargo, cuando ahondamos en los criterios que se toman para escoger un material, surgen otros factores a considerar. Bajo las palabras del ingeniero “un puente es un hito de una ciudad”, este hecho resulta en que la estética se convierte en un factor primordial

a ser evaluado. Y cuando se habla de acero, la utilización de las diagonales en los diafragmas de acero resulta en una vista menos estilizada acota el ing. Manzano.

Por otro lado, para explicar la razón de que los puentes de hormigón presforzado no son tan comunes, a pesar de poder ser más estéticos, el ingeniero considera que esto se debe a dos factores, uno la dificultad en el diseño. Como el expresa, el diseño en hormigón presforzado no suele ser estudiado en pregrado, sino que se necesita realizar cursos o maestrías enfocadas en este material. Y dos, los tiempos. El tiempo de construcción en acero resulta ser menor, por el hecho del tiempo de curado del hormigón. Asimismo, el tiempo de diseño en hormigón presforzado puede resultar mayor. El destaca que los diseñadores trabajan con el material que más conocen y en este caso el acero resulta ser un material más conocido por los diseñadores en el Ecuador.

Una vez analizados estos criterios iniciales, se prosiguió con la entrevista hacia el segundo tema: el proceso constructivo general en cada material. El ingeniero destaca que su proceso es bastante similar, debido a que ambas vigas deben ser previamente preparadas en el taller. Es decir, en el caso del hormigón presforzado, la fundición se realiza en sitio, pero no en el lugar donde serán emplazadas. Con la utilización de grúas se realiza el montaje de las vigas en su posición. Este mismo proceso sucede con las vigas de acero, son preparadas en el sitio y después se realiza el montaje sobre los estribos. Para vigas en acero hay la posibilidad de realizar el emplazamiento mediante el deslizamiento de las vigas, pero lo más común, al igual que en hormigón presforzado, es la utilización de grúas.

Una vez realizado el montaje de las vigas se procede a la construcción de los diafragmas. En el hormigón presforzado se funde diafragmas de hormigón armado, mientras que en puentes de acero se sueldan el tipo de arriostamientos elegidos. Es aquí donde

finalizan las diferencias en el proceso constructivo debido a que el siguiente proceso es la colocación del encofrado para la losa y posterior fundición. Se tendrá una diferenciación, por ejemplo, en los conectores de corte que son diferentes para cada material, sin embargo, son procesos que deben ser hechos para ambos materiales.

Cuando se preguntó de las dificultades que presentan cada material, el ingeniero menciona, inicialmente, que cada material tiene sus dificultades, que no consideraría a uno más difícil de trabajar que otro. Destaca que es importante contar con personal capacitado y con experiencia en manejar el material. Sin embargo, al comparar ambos materiales, el considera que, para hormigón presforzado, las dificultades definitivamente están en el proceso de presfuerzo. La correcta ubicación de los cables, la limpieza que deben tener los ductos, y el proceso de aplicación de las fuerzas de presfuerzo son la parte que presenta complejidad en construcción.

Por otro lado, el acero presenta dificultades en los cambios de sección. Los cortes que se necesitan hacer en las vigas y la soldadura de las mismas son su principal complicación. Sin embargo, destaca que muchos constructores optan por prefabricar las vigas de acero mediante un subcontratista, y se “despreocupan” de este proceso.

Finalmente, se le solicitó que compare ambos materiales en una mayor o menor dificultad en construcción. El ingeniero recalcó que, como comentó al inicio, no necesariamente considera que existe una mayor complejidad para construir en alguno de los dos. Sin embargo, si es necesaria la comparación, el considera que el hormigón presforzado puede resultar más complejo. Acotando, al resto de dificultades ya mencionadas, que el peso de las vigas se suma a estos factores. Siendo el hormigón presforzado un material más pesado

que el acero. Sin embargo, añade que se debe tener mucho cuidado en el emplazamiento de una viga de acero por la posibilidad de que esta presente deformaciones excesivas.

Continuando con la entrevista, se habló acerca de la necesidad de personal específico y especializado. Es aquí donde el acero presenta una necesidad específica: los soldadores certificados; sin embargo, también acotó que si existe amplio personal capacitado para realizar esta tarea en el Ecuador. Por otro lado, el ingeniero comenta, que, para presforzado, no existe la necesidad de ningún personal específico para la construcción. Varios de los procesos constructivos recaen sobre la experiencia del ingeniero a cargo de la obra. El constructor debe ser el que está familiarizado con el proceso de presfuerzo debido a que el será el que instruirá a sus trabajadores en esta tarea.

Finalmente se procedió a hablar del mercado. El ingeniero considera que no existe una mayor complejidad en la disponibilidad de ninguno de los materiales. Comenta que en el pasado existía algún tipo de dificultades en la obtención de los materiales para el presfuerzo, sin embargo, ahora ya no es el caso. Países como Brasil y Colombia producen estos materiales lo cual facilitan al acceso de los mismos en el Ecuador.

## **Capítulo V: Discusión De Resultados**

El análisis completo de los materiales resulta en considerar no solo factores cuantitativos como es el precio de los materiales, sino que existen varios factores cualitativos que inciden en la elección de un material por encima de otro. Para poder evaluar tanto factores cualitativos como cuantitativos y encontrar un resultado final, se ha decidido por la construcción de un índice de idoneidad. Lo que se busca con esto es establecer factores de mayor o menor incidencia en la selección del material y presentarlos en una escala numérica para obtener un resultado claro.

El índice de idoneidad estará separado en 3 categorías: precio, constructibilidad y facilidad de diseño. Se tendrá una nota máxima de 100. Como se mencionó, el índice de idoneidad lo que busca es establecer factores de mayor o menor incidencia, es por esto que el porcentaje que representa cada categoría no es equitativo. El precio será un factor preponderante en la elección de un material, es por esto que se le ha otorgado una incidencia del 50%. La constructibilidad viene a destacarse como el segundo factor más importante a considerar y se le otorga un valor del 40%. Finalmente, la facilidad del diseño se lleva el restante 10%.

### **5.1 Precio**

El precio es el factor cuantitativo de mayor importancia a tomar en cuenta y mediante los presupuestos referenciales presentados en el capítulo IV, se les dará una calificación. El menor valor obtenido se llevará la calificación completa, mientras que para obtener la calificación del segundo valor se realizará una regla de tres inversa. A continuación, se presenta el precio final con su respectivo valor sobre 50.

**Tabla 14.** *Valor en el índice: Presupuesto.*

Presupuesto			
Hormigón Presforzado		Acero	
Precio	Valor en el índice	Precio	Valor en el índice
\$269,634.09	50	\$432,122.38	31.20

Cuando analizamos los presupuestos ítem por ítem vemos que la gran diferencia está en el precio del kg de acero vs el metro cúbico de hormigón, debido a que estos representan los apartados, en términos de cantidad, más considerables. En proporción resulta mucho más costoso construir en acero. Se debe buscar minimizar lo más posible el peso de la viga para obtener un precio competitivo. Esto se debe principalmente a que el acero es un material importado y en las cantidades que se necesitan para un puente de 40 m de luz resultan muy grandes. Por otro lado, para la viga de hormigón presforzado solo se tendría que importar el sistema de presfuerzo y los torones. Mientras que, el hormigón como tal, es producido en canteras de agregados del país.

Para el puente con vigas de acero, el kg de acero estructural, incluyendo montaje fue tasado en \$4.56 USD siendo este el ítem más influyente en el precio. El total necesario de kg de acero es de alrededor de 70.000.

Por el lado para el puente de hormigón presforzado, el precio unitario de presfuerzo, contabilizando tanto materiales como procedimientos, resulta ser el ítem más costoso. Si lo vemos por kg de acero, el precio es de \$19.92 USD, siendo más caro que el precio unitario de acero estructural. La discrepancia se da en que, para las 4 vigas, solo se necesitan alrededor de 7000 kg de acero, siendo 10 veces menos que lo necesario para las vigas de acero estructural. Como se mencionó previamente, el acero es un material que no se produce en el

Ecuador, lo cual se refleja en sus precios. Mientras menos acero necesitemos para la construcción el precio será menor. Es por esta razón que se explica la variación tan considerable que existe.

## **5.2 Constructibilidad:**

La constructibilidad fue presentada mediante la entrevista en el capítulo IV y fue evaluada mediante 5 variables. Cada variable será discutida y dada una calificación sobre 6. El análisis se realizará a continuación.

### **1. Consideraciones para selección del material:**

Para un puente se destaca la estética debido a la importancia que tienen los puentes sobre la arquitectura de una ciudad. Sin embargo, cuando analizamos luces cortas este factor se reduce, debido a que la funcionalidad del puente predomina. El hormigón presforzado resultaría como el material más estético principalmente debido a los tipos de diafragmas que requieren, siendo estos casi mínimamente distinguibles. Por otro lado, los arriostramientos para acero se pueden observar a lo largo de todo el puente.

El conocimiento del material es otro factor primordial para la elección del mismo. Por un lado, el acero estructural tiene una historia de utilización en todo tipo de estructuras por alrededor de 130 años (McCormac & Csernak, 2013, pág. 7). Mientras que, el hormigón postensado, si bien sus primeros avances son en la década de 1920, no es hasta la de década de 1950 que se comienza a utilizar mucho más (Bondy, 2001). Convirtiéndolo en un material relativamente nuevo. Esto se refleja en el conocimiento que tienen los diseñadores sobre el material, y, como expresó el ingeniero Manzano, en su preferencia por utilizar el acero por encima del hormigón presforzado.

Los tiempos de construcción es otro de los criterios principales a ser evaluados. Se tiene la noción de que el hormigón presforzado requiere de mayor tiempo de construcción por el curado del hormigón, sin embargo, para un puente de 30 m de luz, se considera que el hormigón presforzado demorará unos 15 días más en construcción (Manzano, 2022). Esto, en una obra que puede durar algunos meses, no llega a tener gran incidencia.

Como vemos ni la estética ni los tiempos será de mayor relevancia en estos casos. Sin embargo, el conocimiento del material si y es aquí donde se puede realizar la mayor distinción. Se podría inferir que es más común encontrar profesionales más familiarizados con la construcción y diseño en acero que en hormigón presforzado.

Una vez discutidos estos tres parámetros se procede a dar la evaluación sobre 8 puntos de este ítem.

**Tabla 15.** *Valor en el índice: Criterios de selección.*

<b>Criterios de selección</b>	
Hormigón Presforzado	Acero
Calificación/8	Calificación/8
5.5	8

## 2. Proceso constructivo general.

Como recalca el ingeniero Manzano, el proceso constructivo no llega a tener mayores diferencias a menos que se elija la prefabricación de las vigas de acero. Mientras ambas vigas sean preparadas en sitio el proceso queda prácticamente igual debido a que ambas deben ser montadas en su posición.

**Tabla 16.** *Valor en el índice: Proceso constructivo.*

<b>Proceso constructivo general</b>	
Hormigón Presforzado	Acero
Calificación/8	Calificación/8
8	8

3. Dificultades específicas de cada material:

El material que posea las menores dificultades obtendrá la mayor calificación. Aquí existen dos problemáticas principales que presenta el hormigón presforzado por encima del acero. El proceso de presfuerzo es un procedimiento que no es tan conocido y que requiere mucho cuidado. El correcto posicionamiento de los cables, la limpieza que deben tener los ductos de presfuerzo, los anclajes y la operación del gato hidráulico son todos procesos que requieren ser realizados con mucho cuidado. Además, el peso de la viga resulta en una complicación al momento del montaje. Una viga de hormigón presforzado es mucho más pesada que una viga de acero, convirtiéndolo en el material más complicado para emplazar. Es conocido que el bajo peso del acero estructural es uno de los beneficios de este material, lo cual se ve considerado en la construcción. Sin embargo, el acero presenta una dificultad en los cambios de secciones, como explicaba el ingeniero Manzano, se debe ser muy cuidadoso al momento de soldar las piezas y en la utilización de conexiones. Se puede definir entonces, que el hormigón presforzado, resulta en tener una mayor dificultad al momento de construir debido, principalmente, a su gran peso.

**Tabla 17.** Valor en el índice: Dificultades específicas.

<b>Dificultades específicas</b>	
Hormigón Presforzado	Acero
Calificación/8	Calificación/8
6	8

4. Mano de obra especializada.

En temas de mano de obra el acero es el único que necesita personal especial. Los soldadores deben ser técnicos especializados en trabajos con material estructural, no pueden ser solo su oficio. Por otro lado, el hormigón presforzado no requiere de mano de obra especializada, pero si requiere de un ingeniero que conozca del proceso de construcción en presforzado. Esto resulta en una variable a tomar en cuenta, puesto que, como se mencionó antes, el material es relativamente nuevo a comparación del acero y no resulta común en carreras de pregrado. El profesional que esté a cargo generalmente deberá realizar cursos en la materia o tener algún post grado. Esto a comparación puede resultar en una complicación de encontrar o al menos en un mayor presupuesto a ser invertido en el profesional a cargo.

**Tabla 18.** Valor en el índice: M. O.

<b>Mano de obra especializada</b>	
Hormigón Presforzado	Acero
Calificación/8	Calificación/8
5	7

5. Facilidad para encontrar el material en el mercado:

La industria del hormigón presforzado ha crecido sustancialmente en los últimos años. Varios de los materiales necesarios para el presfuerzo están siendo manufacturados

por países cercanos como son Colombia y Brasil. Esto beneficia a la disponibilidad y acceso en el mercado ecuatoriano. Empresas como Ideal Alambrec y Novacero tienen en sus catálogos todos los implementos para realizar el presfuerzo. Estas mismas empresas, además, pueden proveer del acero estructural ASTM588 utilizado en el diseño. Por lo que la facilidad para encontrar el material no tiene variación.

**Tabla 19.** *Valor en el índice: Mercado*

<b>Mercado</b>	
Hormigón Presforzado	Acero
Calificación/8	Calificación/8
8	8

### **5. 3 Proceso de diseño:**

La comparación del proceso de diseño entre ambos materiales puede resultar en una opinión subjetiva del diseñador. Sin embargo, se buscará evaluar factores cuantitativos son la longitud de la memoria de cálculo o el número de requerimientos que deben ser comprobados según la norma, para poder contextualizar mejor el procedimiento. Además, factores cualitativos como son la disponibilidad de referencia serán tomadas en cuenta para la calificación final.

Para la longitud del proceso de diseño se contabilizarán el número de páginas en las memorias de cálculo explicativas que se encuentran en los anexos. No se contabilizarán las páginas que se utilizaron para optimizar el diseño de acero

**Tabla 20.** *Longitud de la memoria de cálculo.*

<b>Número de páginas de la memoria</b>	
Acero	Hormigón Presforzado
29	34

Como se puede observar, el diseño en hormigón presforzado resultó en un procedimiento más extenso.

Por otro lado, el número de requerimientos necesarios para las comprobaciones por estados límites fueron enumeradas en el capítulo 3. En hormigón presforzado se necesita comprobar 3 requerimientos para 2 estados límites, mientras que en acero se necesita comprobar 5 requerimientos para 4 estados límites. Como vemos el número de páginas no resulta congruente con la cantidad de condiciones que se deben comprobar para cada material. Es aquí donde se debe tomar en cuenta la opinión del diseñador.

El diseño en acero resultó en un procedimiento más sencillo, a pesar de la cantidad de comprobaciones que se deben realizar. Esto no solo se debe al sinnúmero de ejemplos de diseño, presentados especialmente por la FHWA, que existen con este material, sino también a que una vez elegida la sección de diseño no se necesita realizar más diseños preliminares. Es decir, una vez comprobados ciertos requerimientos de geometría que exige la norma, se pueden proceder al cálculo de la capacidad de la sección y comprobar la demanda necesaria.

Una dificultad que existe en el proceso de diseño de acero es la evaluación en el tiempo de construcción. Se debe comprobar esfuerzos en las alas al momento que se funda la losa. La dificultad existe cuando no se hace un solo vertido de hormigón, sino que se vierte por partes. Y la estimación de cargas se llega a complicar. Es posible que se deba estimar las

cargas de maquinaria sobre la losa, en especial sobre el volado, y, esta, debido a que la losa sigue endureciéndose, debe ser resistida por las vigas. Estas cargas sobre el volado pueden generar esfuerzos laterales sobre las vigas, presentando una complicación extra. Sin embargo, dependiendo del proceso de construcción este proceso puede complicarse o simplificarse. Para este ejemplo se asumió que la barrera y aceras sobre el volado serían fundidas después de que se haya endurecido la losa, cancelado los esfuerzos laterales que se podían generar. Y se supuso que la losa sería fundida en un solo vertido, lo cual simplificó los cálculos. La norma describe casi todos los procedimientos necesarios para el diseño en acero.

Por otro lado, el diseño con hormigón presforzado tiene algunas dificultades. Primero está la falta de referencias bibliográficas, en especial para el diseño de postensado in situ. Se puede encontrar algunos ejemplos para vigas presforzadas y prefabricadas, sin embargo, para postensado in situ solo se encontró un ejemplo, el cual era una viga cajón. Los puentes de vigas cajón tiene un comportamiento diferente a los puentes diseñados en esta disertación, al no necesitar la losa. Sin embargo, se utilizó esta referencia puesto que el diseño en hormigón postensado, sin importar la forma, tiene los mismos principios. Además, se tuvo la percepción que las comprobaciones y fórmulas que la norma presenta están más enfocadas al diseño de vigas prefabricadas pretensadas.

Para las vigas de hormigón presforzado, en el predimensionamiento, también se encontró dificultades. La norma en el artículo S2.5.2.6.3, presenta una determinación estimada de la altura de la viga compuesta. Sin embargo, esta no es aplicable para vigas de hormigón postesado, debido a que, la estimación resulta bastante menor a lo usualmente requerido para vigas en una luz de 40 metros. Una vez determinado las dimensiones de la viga, se debe realizar el trazado de los cables. Este procedimiento es difícilmente explicado

en libros y que requiere experiencia del diseñador. Como un diseñador novato se tuvo complicaciones en este procedimiento, para lo cual se contó con la guía de un ingeniero más experimentado para este proceso. De todas maneras, sigue siendo un problema para el diseñador, uno el cual el diseño en acero no tiene.

Una vez determinado el número de tendones y su posición se debe estimar el número de torones dentro de cada tendón, esto en función a las pérdidas. Este sigue siendo un proceso de diseño preliminar, en el cual se encontró otra dificultad. El método AASHTO LRFD para la estimación de pérdidas es diferente al, por ejemplo, presentado por la norma ACI. Esta discrepancia entre métodos puede generar confusión en un diseñador que no domine los principios del material. Una vez hecho estos diseños preliminares es que se procede a la comprobación de esfuerzos, momentos y cortante bajo los estados límites pertinentes. Como se ve el proceso de diseño preliminar del hormigón presforzado requiere de muchos más pasos para poder completar, es ahí donde se vuelve más extenso y se lo ve reflejado en la memoria de cálculo. Además, varios de estos procesos preliminares no están descritos por la norma y recaen sobre los conocimientos del material del diseñador.

Para poder dar una calificación se consideró cada uno de los parámetros enumerados. Destaca principalmente la falta de referencias y el proceso de diseño preliminar que resultan en darle mayor complejidad al diseño en hormigón presforzado.

**Tabla 21.** *Valor en el índice: Proceso de diseño.*

<b>Proceso de diseño</b>	
Hormigón Presforzado	Acero
Calificación/10	Calificación/10
6	10

#### 5.4 Índice de idoneidad

Después de realizar el análisis de cada uno de los parámetros influyente se presenta el índice de idoneidad con la calificación para cada material sobre un total de 100 puntos:

**Tabla 22.** *Índice de idoneidad.*

Índice de Idoneidad		
Parámetro	Calificación	
	Hormigón Presforzado	Acero
Precio	50	31.2
Constructibilidad	32.5	39
Proceso de diseño	6	10
Resultado/100	88.5	80.2

## Capítulo VI: Conclusiones y Recomendaciones

### 6.1 Conclusiones.

- El índice de idoneidad muestra que el material a elegir, para un puente de vigas simplemente apoyado, de 40 m de luz, entre los materiales evaluados, es el hormigón presforzado. La razón de esto es el precio del acero.
- El material más económico para la utilización en las vigas de un puente de 40 m de luz es el hormigón presforzado. Esto se debe a que se necesita alrededor de 10 veces menos cantidad de acero que para un puente de vigas de acero. Siendo el acero un material importado que es más costoso que otros materiales producidos en el país.
- En términos de constructibilidad el acero resulta un material de preferencia para constructores. Las pocas dificultades que presenta, su facilidad de emplazamiento debido a su peso, y el conocimiento que existe por parte de los constructores del material lo hace preferente al momento de construir.
- En proceso de diseño, el acero es un material que posee mucha bibliografía disponible para comparar y su diseño preliminar no conlleva de una dificultad significativa. Por otro lado, el hormigón presforzado tiene un proceso largo de diseño preliminar, lo cual complica su diseño. Es por esta razón que el acero resulta ser un material más sencillo para el diseño.
- Para un puente de 40 m el peso de la viga de acero resulta ser muy elevado lo cual hace al proyecto inviable.

## **6.2 Recomendaciones.**

- Para el diseño en hormigón presforzado se recomienda utilizar la 6ta edición del código AASHTO LRFD para diseño de puentes, debido a su mayor coincidencia con los métodos ACI.
- Se puede continuar esta investigación con la comparación del hormigón armado vs hormigón presforzado.
- La reducción del claro podría resultar en una mayor competitividad en los precios del acero y una investigación en luces menos significativas sería importante.
- La optimización del diseño de acero es vital para reducir los costos. Debido a que se está buscando trabajar con la menor sección posible, lo cual resultaría en un menor peso.

## Referencias

- AASHTO. (2002). *ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD*. Washington, DC : AASHTO.
- AISC; National Steel Bridge Alliance . (S.F). *ADVANTAGES OF STEEL OVER CONCRETE FOR BRIDGE DESIGN AND CONSTRUCTION*.
- Barker, & Puckett. (2013). *Design of Highway Bridges An LRFD Approach*. Wiley.
- Bondy, K. B. (2001). Post-Tensioned Concrete: Five Decades of American Building Construction. (H. W. LLC, Entrevistador)
- CAMICON. (2016). *VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL ECUADOR*. Quito.
- Corven, J. (2016). *Post-Tensioned Box Girder Design Manual*. Tallahassee: Federal Highway Administration.
- Delgado, C., & Zuñiga, B. (2015). *Comparación de costos entre puentes con vigas de acero, concreto reforzado y postensado considerando la variación de la luz libre*. Cartagena: Universidad de Cartagena.
- Gao, L. (2017). *LRFD Steel Girder SuperStructure Design Example Concrete Deck Design Example Design Step 2*. Obtenido de U. S Department of Transportation Federal Highway Administration :  
[https://www.fhwa.dot.gov/bridge/lrfd/us\\_ds2.cfm#designstep23\\_2](https://www.fhwa.dot.gov/bridge/lrfd/us_ds2.cfm#designstep23_2)
- Global Cement and Concrete Association. (2020). *Prestressed Concrete*. Obtenido de <https://gccassociation.org/prestressed-concrete/#:~:text=Prestressing%20can%20reduce%20the%20volume,to%20tension%20is%20much%20lower>.
- Jaramillo, O. (2020). *Notas de curso: Puentes*. Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- Karl Barth. (2012). *Steel Bridge Design Handbook Design Example 2A: Two-Span Continuous Straight Composite Steel I-Girder Bridge*. Pittsburgh, PA: Federal Highway Administration, FHWA.

- Manzano, M. (2022). Entrevista personal. (J. I. Davila, Entrevistador)
- McCormac, & Csernak. (2013). *Diseño de estructuras de Acero*. México: Alfaomega.
- Michael Baker Jr Inc. (2003). *LRFD Design Example for Steel Girder Superstructure Bridge*. Moon Township, PE: Federal Highway Administration, FHWA.
- Romo, M. (2019). *DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE PUENTES SIMPLEMENTE APOYADOS*. Obtenido de [https://www.researchgate.net/publication/333677940\\_PUENTES\\_Y\\_VIADUCTOS\\_-\\_CAPITULO\\_VI\\_DISENO\\_DE\\_LA\\_SUPERESTRUCTURA\\_DE\\_PUENTES\\_SIMPLEMENTE\\_APOYADOS](https://www.researchgate.net/publication/333677940_PUENTES_Y_VIADUCTOS_-_CAPITULO_VI_DISENO_DE_LA_SUPERESTRUCTURA_DE_PUENTES_SIMPLEMENTE_APOYADOS)
- Torres, E. (2013). *Diseño de puentes: interpretación del código AASHTO*. Abya-Yala.
- Vargas, S. (2013). *Diseño comparativo de superestructura de puente simplemente apoyado de vigas de concreto presforzado y vigas de acero tipo W grado 50*. San Jose: Universidad de Costa Rica.
- Wu, H.-I., & Bowman, M. (2000). *EXAMINATION OF POST-TENSIONED STEEL IN INDIANA*. Indianapolis.

## **Anexo A: Diseño de losa de hormigón armado**

## Diseño de Losa de hormigón armado.

### 1. Propiedades del tablero

Recubrimiento superior  $Rec_{sup} := 50 \text{ mm}$

STabla 5.12.3-1

Recubrimiento inferior  $Rec_{inf} := 50 \text{ mm}$

STabla 5.12.3-1

Densidad del concreto  $W_{ha} := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

STabla 3.5.1-1

Resistencia del concreto a la compresión  $f'c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Resistencia del refuerzo  $fy := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Densidad de la capa de rodadura  $W_{crod} := 2250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

STabla 3.5.1-1

### 2. Dimensiones del tablero

Espaciamiento de vigas  $S := 2.5 \text{ m}$

Número de vigas  $N_v := 4$

Ancho del tablero  $An_{tab} := 10 \text{ m}$

Ancho de la barrera en la base  $An_{barr} := 30 \text{ cm}$

Altura de la barrera  $H_{barr} := 1 \text{ m}$

Ancho de la acera  $An_{acera} := 1 \text{ m}$

Altura de la barrera  $H_{acera} := 0.25 \text{ m}$

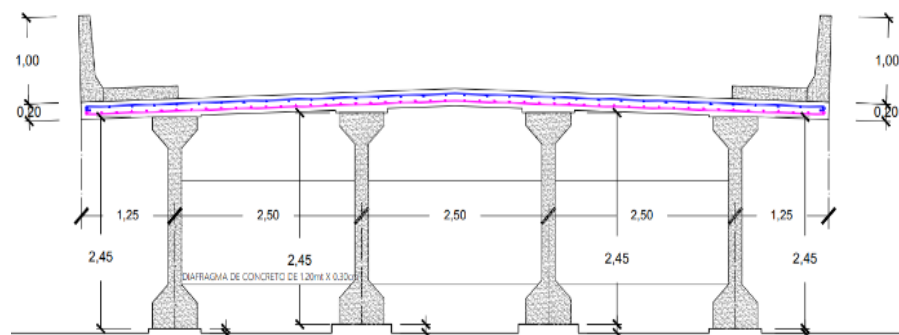
#carriles  $\#carriles := 2$

Ancho de la vía  $An_{via} := 7.4 \text{ m}$

Espesor capa de rodadura  $Esp_{crod} := 7.5 \text{ cm}$

Longitud del volado  $L_{volado} := 1.25 \text{ m}$

Ancho del ala (bf)  $b_f := 0.6 \text{ m}$



### 3. Predimensionamiento de tablero

#### 3.1 Espesor mínimo para losa

Excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable, el espesor de la losa deberá ser mayor o igual que 175 mm (7

S9.7.1.1

#### 3.2 Espesor mínimo para losa en el volado

Para volados de que soportan barreras de hormigón el espesor deberá ser mayor o igual que 200 mm (8 in).

S13.7.3.1.2

#### 3.3 Selección de espesor para la losa.

Conforme a los puntos 3.1 y 3.2 se elige un espesor de 200mm a lo ancho de todo el tablero.

$$t := 200 \text{ mm}$$

### 4. Cálculo de pesos (Método franja equivalente)

#### 4.1 Selección de factores de mayoración

Se utilizará el estado límite de RESISTENCIA I por lo cual los factores son los siguientes:

$$\gamma_{DCMAX} := 1.25$$

$$\gamma_{DWMAX} := 1.5$$

STabla 3.4.1-2

#### 4.2 Cálculos

$$W_{DC} := t \cdot W_{ha} \cdot 1 \text{ m} = 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga muerta estructural de la franja interna (solo losa). Se excluye el volado.

$$W_{DW} := Esp_{crod} \cdot W_{crod} \cdot 1 \text{ m} = 168.75 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga muerta no estructural de la franja interna (solo vía). Se excluye el volado.

$$W_{CM} := \gamma_{DCMAX} \cdot W_{DC} + \gamma_{DWMAX} \cdot W_{DW} = 0.853 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

## 5. Cálculo de momentos (Método franja equivalente)

### 5.1 Momento por carga muerta (+ y -)

$$M_{posCM} := \frac{W_{CM} \cdot S^2}{10} \cdot \frac{1}{1 \cdot m} = 0.533 \frac{\text{tonne} \cdot m}{m}$$

$$M_{negCM} := M_{posCM} = 0.533 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

Se realiza una suposición de que el momento positivo será igual al negativo entre los vanos de las vigas a fin de simplificar el proceso y además se es conservador.

### 5.2 Momento por carga viva (+ y -)

El factor de mayoración para carga viva del estado limite RESISTENCIA I:

$$\gamma_{LL} := 1.75$$

Se obtiene los momentos por carga viva acorde al apéndice del capítulo 4. Tomando en cuenta la separación entre vigas y el lugar del momento negativo que se requiere. Para vigas de H.P el momento negativo es tomado a 1/3bf.

$$S = 2.5 \text{ m} \quad ; \quad x_1 := \frac{1}{3} b_f = 200 \text{ mm}$$

$$M_{posCV} := \frac{26310}{g} \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}} = 2.683 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{posCVM} := M_{posCV} \cdot \gamma_{LL} = 4.695 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{POStotal} := M_{posCVM} + M_{posCM} = 5.228 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{negCV} := \frac{19756}{g} \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}} = 2.015 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{negCVM} := M_{negCV} \cdot \gamma_{LL} = 3.525 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{NEGtotal} := M_{negCVM} + M_{negCM} = 4.059 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

## 6. Diseño del refuerzo positivo (inferior) transversal.

### 6.1 Determinación de espaciamento de varillas

El primer paso siempre será asumir un diámetro de varilla para poder obtener el área de acero As.

STabla 3.4.1-2

STabla A4-1

STabla A4-1

STabla A4-1

Se asume varillas de 16mm.

$$\phi_{var} := 16 \text{ mm}$$

$$A_{var} := \frac{\pi \cdot \phi_{var}^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

Profundidad efectiva, desde la fibra en tensión.

$$d := t - Rec_{inf} - \frac{\phi_{var}}{2} = 14.2 \text{ cm}$$

Factor de resistencia para varillas en tensión.

$$\phi_f := 0.9$$

S5.5.4.2.1

Se utilizan ecuaciones derivadas de la teoría de diseño en H.A para obtener el espaciamiento.

$$Rn := \frac{M_{POStotal}}{\phi_f \cdot d^2} = 28.809 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.007$$

$$A_s := \rho \cdot d = 10.414 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Espaciamiento requerido} = Espa_{reqpos} := \frac{A_{var}}{A_s} = 193.064 \text{ mm}$$

$$\text{Utilizar varillas } 1 \phi 16 @ Espa_{dispos} := 150 \cdot \text{mm}$$

## 6.2 Chequeo del limite para armadura máxima.

S5.7.3.3.1

Se busca comprobar que la relación c/d no exceda el límite. Se utiliza ecuaciones derivadas de la teoría de diseño en H.A.

$$T := A_{var} \cdot f_y = (8.445 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

$$a := \frac{T}{0.85 \cdot f'_c \cdot Espa_{dispos}} = 0.024 \text{ m}$$

$$\beta_1 := 0.85$$

S5.7.2.2

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.028 \text{ m}$$

S5.7.2.2

$$\frac{c}{d} = 0.196$$

S5.7.3.3.1

$$\begin{aligned}
 \text{Evaluacion} &:= \text{if } \frac{c}{d} < 0.42 \\
 &\quad \parallel \text{“Cumple”} \\
 &\quad \text{else} \\
 &\quad \parallel \text{“No cumple”}
 \end{aligned}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

### 6.3 Chequeo de fisuramiento en el estado límite de servicio.

S5.7.3.4

Se busca comprobar que  $f_{sa} > f_s$ .

#### 6.3.1 Calculo $f_{sa}$ .

Parámetro para elementos expuestos a condiciones severas.

$$\begin{aligned}
 Z &:= \frac{23000}{g} \frac{N}{mm} = (2.345 \cdot 10^3) \frac{\text{tonne}}{m} \\
 d_c &:= 50 \text{ mm} + \frac{\phi_{var}}{2} = 58 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$A_c := 2 \cdot d_c \cdot Espa_{dispos} = (1.74 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$f_{sa} := \frac{Z}{(d_c \cdot A_c)^{\frac{1}{3}}} = (2.338 \cdot 10^4) \frac{\text{tonne}}{m^2}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Evaluacion} &:= \text{if } f_{sa} \leq 0.6 \cdot f_y \\
 &\quad \parallel \text{“Cumple”} \\
 &\quad \text{else} \\
 &\quad \parallel \text{“No cumple”}
 \end{aligned}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

$$f_{sa} := 0.6 f_y = (2.52 \cdot 10^4) \frac{\text{tonne}}{m^2}$$

#### 6.3.2 Calculo $f_s$ .

Se debe primero obtener el momento actuante positivo sin mayorar.

$$M_{posTSin} := \frac{(W_{DC} + W_{DW}) \cdot S^2}{10} \cdot \frac{1}{1 \text{ m}} + \frac{M_{posCVM}}{\gamma_{LL}} = 3.088 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

Para obtener el esfuerzo actuante en el refuerzo se debe conocer el momento transformado de inercia, lo cual se hace de la siguiente manera.

$$A_s := \frac{A_{var}}{Espa_{dispos}} = 13.404 \frac{cm^2}{m}$$

$$\rho := \frac{A_s}{d} = 0.009$$

$n := 8$  Relación entre los módulos del acero de refuerzo y hormigón.

$$k := \sqrt{(\rho \cdot n)^2 + (2 \cdot \rho \cdot n)} - \rho \cdot n = 0.32$$

$$I_t := \frac{1}{3} \cdot (k \cdot d)^3 + n \cdot A_s \cdot (d - k \cdot d)^2 = (1.313 \cdot 10^5) \frac{mm^4}{mm}$$

$$y := d - k \cdot d = 96.506 \text{ mm}$$

$$f_s := \frac{n \cdot M_{posTSin} \cdot y}{I_t} = (1.817 \cdot 10^4) \frac{tonne}{m^2}$$

$$Evaluacion := \begin{cases} \text{if } f_{sa} > f_s \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$Evaluacion = \text{ "Cumple" }$$

Una vez realizadas todas las comprobaciones podemos concluir que en el refuerzo transversal negativo se utilizara 1  $\phi 16@150mm$

## 7. Diseño del refuerzo negativo (superior) transversal.

### 7.1 Determinación de espaciamiento de varillas

El primer paso siempre será asumir un diámetro de varilla para poder obtener el área de acero  $A_s$ .

Se asume varillas de 16mm.

$$\phi_{var} := 16 \text{ mm}$$

$$A_{var} := \frac{\pi \cdot \phi_{var}^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

Profundidad efectiva, desde la fibra en tensión.

$$d := t - Rec_{sup} - \frac{\phi_{var}}{2} = 14.2 \text{ cm}$$

Factor de resistencia para varillas en tensión.

$$\phi_f := 0.9$$

Se utilizan ecuaciones derivadas de la teoría de diseño en H.A para obtener el espaciamiento.

$$Rn := \frac{M_{NEGtotal}}{\phi_f \cdot d^2} = 22.365 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot f'c}} \right) = 0.006$$

$$A_s := \rho \cdot d = 7.955 \frac{cm^2}{m}$$

$$\text{Espaciamiento requerido} = \text{Espa}_{reqneg} := \frac{A_{var}}{A_s} = 252.762 \text{ mm}$$

$$\text{Utilizar varillas } \phi 16 @ \text{ Espa}_{disneg} := 250 \cdot \text{mm}$$

$$A_{sneg} := \frac{A_{var}}{\text{Espa}_{disneg}} = 8.042 \frac{cm^2}{m}$$

## 7.2 Chequeo del limite para armadura máxima.

S5.7.3.3.1

Se busca comprobar que la relación c/d no exceda el límite. Se utiliza ecuaciones derivadas de la teoría de diseño en H.A.

$$T := A_{var} \cdot fy = (8.445 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

$$a := \frac{T}{0.85 \cdot f'c \cdot \text{Espa}_{disneg}} = 0.014 \text{ m}$$

$$\beta_1 := 0.85$$

S5.7.2.2

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.017 \text{ m}$$

S5.7.2.2

$$\frac{c}{d} = 0.118$$

S5.7.3.3.1

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } \frac{c}{d} < 0.42 \\ \quad \parallel \text{“Cumple”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{“No cumple”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

## 7.3 Chequeo de fisuramiento en el estado límite de servicio.

S5.7.3.4

Se busca comprobar que  $f_{sa} > f_s$ .

### 7.3.1 Calculo $f_{sa}$ .

Parámetro para elementos expuestos a condiciones severas.

$$Z := \frac{23000}{g} \frac{N}{mm} = (2.345 \cdot 10^3) \frac{tonne}{m}$$

$$d_c := 25 \text{ mm} + \frac{\phi_{var}}{2} = 33 \text{ mm}$$

$$A_c := 2 \cdot d_c \cdot Espa_{disneg} = (1.65 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$f_{sa} := \frac{Z}{\frac{1}{(d_c \cdot A_c)^3}} = (2.872 \cdot 10^4) \frac{tonne}{m^2}$$

$$Evaluacion := \begin{cases} \text{if } f_{sa} \leq 0.6 \cdot fy \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$Evaluacion = \text{ "No cumple" }$$

$$f_{sa} := 0.6 fy = (2.52 \cdot 10^4) \frac{tonne}{m^2}$$

### 7.3.2 Calculo $f_s$ .

Se debe primero obtener el momento actuante negativo sin mayorar.

$$M_{negTSin} := \frac{(W_{DC} + W_{DW}) \cdot S^2}{10} \cdot \frac{1}{1 \text{ m}} + \frac{M_{negCVM}}{\gamma_{LL}} = 2.42 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

Para obtener el esfuerzo actuante en el refuerzo se debe conocer el momento transformado de inercia, lo cual se hace de la siguiente manera.

$$A_s := \frac{A_{var}}{Espa_{disneg}} = 8.042 \frac{cm^2}{m}$$

$$\rho := \frac{A_s}{d} = 0.006$$

$n := 8$  Relación entre los módulos del acero de refuerzo y hormigón.

$$k := \sqrt{(\rho \cdot n)^2 + (2 \cdot \rho \cdot n)} - \rho \cdot n = 0.259$$

$$I_t := \frac{1}{3} \cdot (k \cdot d)^3 + n \cdot A_s \cdot (d - k \cdot d)^2 = (8.782 \cdot 10^4) \frac{mm^4}{mm}$$

$$y := d - k \cdot d = 105.206 \text{ mm}$$

$$f_s := \frac{n \cdot M_{negTSin} \cdot y}{I_t} = (2.319 \cdot 10^4) \frac{\text{tonne}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } f_{sa} > f_s \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{ "Cumple" }$$

Una vez realizadas todas las comprobaciones podemos concluir que en el refuerzo transversal negativo se utilizara 1  $\phi$  16@250mm.

## 8. Diseño a flexión en el volado de la losa.

El volado de la losa, se lo diseña para 3 casos en los cuales se determina el más crítico. 1) para colisión vehicular horizontal, 2) para carga viva y carga muerta y 3) para colisión vertical. Para barreras de concreto el caso 2 nunca rige el diseño. Para volados < 1200mm y espaciamiento entre vigas < 3600mm el caso 3 no rige el diseño. Por lo cual se realizará el diseño para el caso número 1.

### 8.1 Datos y cálculo de pesos.

$$M_c := 3.273 \text{ tonne} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Momento de colisión en la base de la barrera.}$$

$$W_{barr} := A n_{barr} \cdot H_{barr} \cdot W_{ha} = 720 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

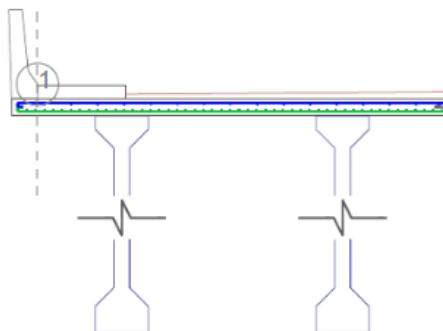
$$W_{acera} := A n_{acera} \cdot H_{acera} \cdot W_{ha} = 600 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{losa} := t \cdot W_{ha} = 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$A s_{neg} := A_s = 8.042 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{As del refuerzo negativo en la franja interna.}$$

### 8.2 Diseño para el caso 1.

#### 8.2.1 Sección 1 (cara interna de la barrera).



Se inicia calculando los momentos generados por los pesos. Como se observa, en la figura los pesos que actuaran en esta sección son la losa y la barrera.

$$\phi_{ext} := 1.0 \quad \text{Factor para evento extremo.}$$

S5.7.3.4

$$\gamma_{DCMAX} := 1.25$$

STabla 3.4.1-2

$$\gamma_{DWMAX} := 1.5$$

$$M_{DCLOSA} := \gamma_{DCMAX} \cdot \frac{W_{losa} \cdot An_{barr}^2}{2} = 0.027 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{DCBARR} := \gamma_{DCMAX} \cdot \frac{W_{barr} \cdot An_{barr}}{2} = 0.135 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$Mu_{totalSec1} := M_c + M_{DCLOSA} + M_{DCBARR} = 3.435 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

Se procede a calcular la fuerza de tracción axial producida por la colisión. Los parámetros son obtenidos del diseño de la barrera, el cual será descrito más adelante. Se debe analizar para una región interior y para la región exterior de la barrera y determinar el mayor.

SA13.4.2

$$L_{ci} := 3.491 \text{ m} \quad \text{Long. critica para del patrón de falla para región interior.}$$

SA13.3.3.1-2

$$L_{ce} := 3.94 \text{ m} \quad \text{Long. critica para del patrón de falla para región exterior.}$$

SA13.3.3.1-4

$$R_{wi} := 22.853 \text{ tonne} \quad \text{Resistencia transversal total de la baranda para región interior.}$$

SA13.3.3.1-1

$$R_{we} := 25.791 \text{ tonne} \quad \text{Resistencia transversal total de la baranda para región exterior.}$$

SA13.3.3.1-3

$$H_{barr} = 1 \text{ m} \quad \text{Altura de la barrera.}$$

$$T := \max\left(\frac{R_{wi}}{L_{ci} + 2 H_{barr}}, \frac{R_{we}}{L_{ce} + 2 H_{barr}}\right) = 4.342 \frac{\text{tonne}}{m} \quad T = 4.342 \frac{\text{tonne}}{m}$$

SA13.4.2

Determinación del espaciamiento de varillas en el volado para la sección 1.

$$\phi_{var} := 1.6 \text{ cm} \quad A_{var} := \frac{\pi \cdot \phi_{var}^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$d := t - Rec_{sup} - \frac{\phi_{var}}{2} = 0.142 \text{ m}$$

76

$$Rn := \frac{Mu_{totalSec1}}{\phi_{ext} \cdot d^2} = 17.035 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot f'c}}\right) = 0.004$$

$$As := \rho \cdot d = 5.982 \frac{cm^2}{m} \quad A_{sneg} = 8.042 \frac{cm^2}{m}$$

El As requerido en el volado es menor al As utilizado en la franja interna, por lo que no se necesita dar un refuerzo adicional. Se puede utilizar las varillas previstas para la franja interna en todo el ancho del puente. De todas maneras, se realizará el resto de chequeos.

$$S_{disSec1} := 250 \text{ mm}$$

$$As := \frac{A_{var}}{S_{disSec1}} = 8.042 \frac{cm^2}{m}$$

Evaluación de la resistencia nominal vs el momento actuante. (Sección 1).

$$As = 8.042 \frac{cm^2}{m} \quad T = (4.342 \cdot 10^3) \frac{kg}{m}$$

$$T_a := As \cdot fy = 37.234 \frac{ton}{m}$$

$$a := \frac{T_a}{0.85 \cdot f'c} = 14.193 \text{ mm}$$

$$M_n := T_a \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) - T \cdot \left(\frac{t}{2} - \frac{a}{2}\right) = 4.153 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$Mr := \phi_{ext} \cdot M_n = 4.153 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$Evaluacion := \begin{cases} \text{if } Mr > Mu_{totalSec1} \\ \quad \parallel \text{“Cumple”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{“No cumple”} \end{cases}$$

$$Evaluacion = \text{“Cumple”}$$

Chequeo de la profundidad del bloque de compresión. (Sección 1).

$$\beta_1 := 0.85$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 1.67 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.118$$

S5.7.3.3.1

S5.7.2.2

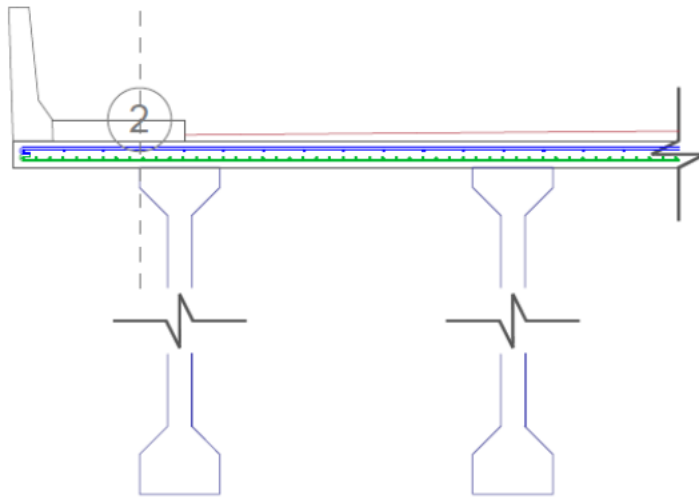
S5.7.2.2

77

$$\begin{aligned}
 \text{Evaluacion} &:= \text{if } \frac{c}{d} < 0.42 \\
 &|| \text{“Cumple”} \\
 &\text{else} \\
 &|| \text{“No cumple”} \\
 \text{Evaluacion} &= \text{“Cumple”}
 \end{aligned}$$

S5.7.3.3.1

### 8.2.1 Sección 2 (cara de la viga).



Se realiza las mismas evaluaciones que para la sección 1. En la sección 2, el peso de la acera debe ser considerado. Los momentos producidos por la losa, barrera y la misma acera serán diferentes puesto que están siendo evaluados en un punto diferente. Además, el momento de resistencia a la colisión ( $M_c$ ) cambia. Se considera que la longitud de colisión interna ( $L_{ci}$ ) se incrementa por  $30^\circ$  a cada lado.

$$\phi_{ext} := 1.0 \quad \text{Factor para evento extremo.}$$

S5.7.3.4

$$\gamma_{DCMAX} := 1.25$$

STabla 3.4.1-2

$$\gamma_{DWMAX} := 1.5$$

$$x_1 := \frac{1}{3} b_f = 200 \text{ mm} \quad \text{Dist. } 1/3b_f.$$

$$M_{c.sec2} := \frac{M_c \cdot L_{ci}}{L_{ci} + (2 \cdot (L_{volado} - An_{barr} - x_1) \cdot \tan(30 \cdot deg))} = 2.622 \text{ tonne}$$

$$M_{DCLOSA} := \gamma_{DCMAX} \cdot \frac{W_{losa} \cdot (L_{volado} - x_1)^2}{2} = 0.331 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{DCBARR} := \gamma_{DCMAX} \cdot W_{barr} \cdot \left( L_{volado} - \frac{An_{barr}}{2} - x_1 \right) = 0.81 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

78

$$M_{DWACERA} := \gamma_{DWMAX} \cdot W_{acera} \cdot \left( L_{volado} - x_1 - An_{barr} - \frac{0.65}{2} \text{ m} \right) = 0.383 \text{ tonne} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$Mu_{totalSec2} := M_{c.sec2} + M_{DCLOSA} + M_{DCBARR} + M_{DWACERA} = 4.146 \text{ tonne} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Se procede a calcular la fuerza de tracción axial. Se debe tomar en cuenta la longitud adicional previamente mencionada.

SA13.4.2

$$L_{ci} := 3.491 \text{ m}$$

Long. crítica para del patrón de falla para región interior.

SA13.3.3.1-2

$$L_{ce} := 3.94 \text{ m}$$

Long. crítica para del patrón de falla para región exterior.

SA13.3.3.1-4

$$R_{wi} := 22.853 \text{ tonne}$$

Resistencia transversal total de la baranda para región interior.

SA13.3.3.1-1

$$R_{we} := 25.791 \text{ tonne}$$

Resistencia transversal total de la baranda para región exterior.

SA13.3.3.1-3

$$H_{barr} = 1 \text{ m}$$

Altura de la barrera.

$$L_{adic} := 2 \left( L_{volado} - An_{barr} - x_1 \right) \cdot \tan(30 \text{ deg}) = 0.866 \text{ m}$$

$$T := \max \left( \frac{R_{wi}}{L_{ci} + 2 H_{barr} + L_{adic}}, \frac{R_{we}}{L_{ce} + 2 H_{barr} + L_{adic}} \right) = 3.789 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

Determinación del espaciamiento de varillas en el volado para la sección 2.

$$\phi_{var} := 1.6 \text{ cm} \quad A_{var} := \frac{\pi \cdot \phi_{var}^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$d := t - Rec_{sup} - \frac{\phi_{var}}{2} = 0.142 \text{ m}$$

$$Rn := \frac{Mu_{totalSec2}}{\phi_{ext} \cdot d^2} = 20.56 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot f'_c}} \right) = 0.005$$

$$As := \rho \cdot d = 7.281 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad A_{sneg} = 8.042 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

El  $A_s$  requerido en el volado es menor al  $A_s$  utilizado en la franja interna, por lo que no se necesita dar un refuerzo adicional. Se puede utilizar las varillas previstas para la franja interna en todo el ancho del puente. De todas maneras, se realizará el resto de chequeos.

$$A_s := \frac{A_{var}}{S_{disSec1}} = 8.042 \frac{cm^2}{m}$$

Evaluación de la resistencia nominal vs el momento actuante. (Sección 2).

$$A_s = 8.042 \frac{cm^2}{m} \quad T = (3.789 \cdot 10^3) \frac{kg}{m}$$

$$T_a := A_s \cdot f_y = 37.234 \frac{ton}{m}$$

$$a := \frac{T_a}{0.85 \cdot f'_c} = 14.193 \text{ mm}$$

$$M_n := T_a \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) - T \cdot \left(\frac{t}{2} - \frac{a}{2}\right) = 4.205 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_r := \phi_{ext} \cdot M_n = 4.205 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$Evaluacion := \begin{cases} \text{if } M_r > M_{u_{totalSec2}} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$Evaluacion = \text{ "Cumple" }$$

Chequeo de la profundidad del bloque de compresión. (Sección 2).

$$\beta_1 := 0.85$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 1.67 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = 0.118$$

$$Evaluacion := \begin{cases} \text{if } \frac{c}{d} < 0.42 \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$Evaluacion = \text{ "Cumple" }$$

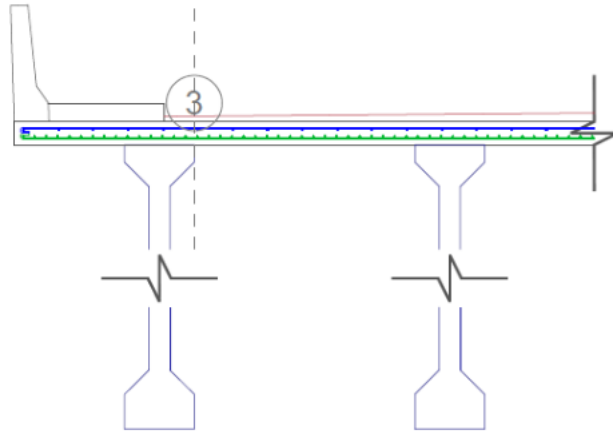
S5.7.3.3.1

S5.7.2.2

S5.7.2.2

S5.7.3.3.1

8.2.3 Sección 3 (cara interna de una viga exterior).



Se realiza las mismas evaluaciones que para la sección 1 y 2. Se debe obtener el momento de colisión que se transmite a la cara interna de una viga exterior. El momento de colisión se transmite a las vigas como se presenta en la figura.



Se puede realizar la suposición de que la relación entre M1 y M2 es de 0.4. Conociendo esto podemos realizar una interpolación entre los dos valores y obtener el Mc transmitido en el punto de la cara interna de la viga exterior.

$$M_1 := M_c = 3.273 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_2 := 0.4 \cdot M_c = 1.309 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{c.3} := (M_1 + M_2) \cdot \frac{S - x_1}{S} - M_2 = 2.906 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$\phi_{ext} := 1.0 \quad \text{Factor para evento extremo.}$$

$$\gamma_{DCMAX} := 1.25$$

$$\gamma_{DWMAX} := 1.5$$

$$x_1 := \frac{1}{3} b_f = 200 \text{ mm} \quad \text{Dist. } 1/3b_f$$

Momento Mc transmitido a la cara interna de la viga ext.

S5.7.3.4

STabla 3.4.1-2

Como en la sección 2 sucede la distancia Lc se incrementa por 30 grados a cada lado, por lo que se tiene que recalculer el Mc3 con esta consideración con las fórmulas que ya conocemos.

$$M_{c.sec3} := \frac{M_{c.3} \cdot L_{ci}}{L_{ci} + (2 \cdot (L_{volado} - An_{barr} + x_1) \cdot \tan(30 \cdot deg))} = 2.106 \text{ tonne}$$

Así como se redujo el momento de colisión que se trasmite a la cara interna de la viga exterior, los momentos de carga muerta del volado (peso de la losa, peso de la barrera, peso de la acera), también disminuyen con la misma relación.

$$rela := \frac{M_{c.3}}{M_c} = 0.888 \quad \text{Relación de momentos.}$$

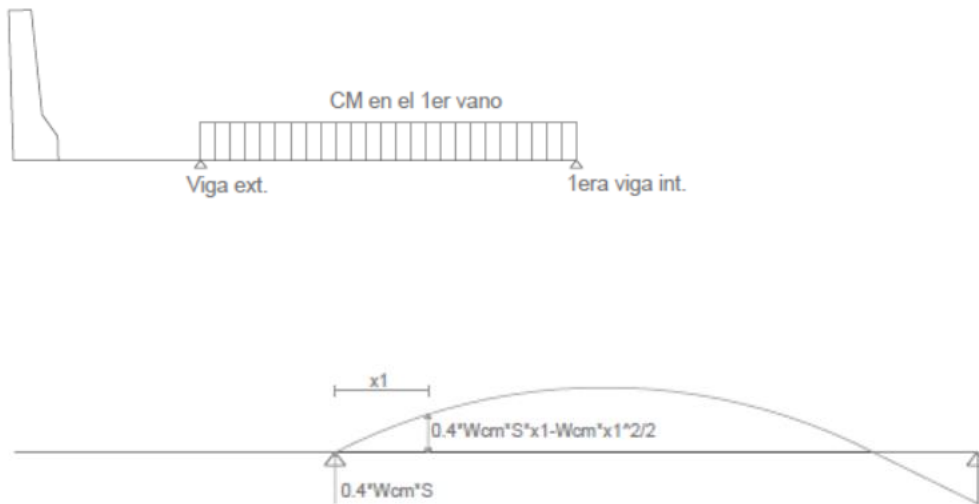
$$M_{DCLOSA} := rela \cdot \gamma_{DCMAX} \cdot \frac{W_{losa} \cdot (L_{volado})^2}{2} = 0.416 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{DCBARR} := rela \cdot \gamma_{DCMAX} \cdot W_{barr} \cdot \left( L_{volado} - \frac{An_{barr}}{2} \right) = 0.879 \text{ tonne} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{DWACERA} := rela \cdot \gamma_{DWMAX} \cdot W_{acera} \cdot \left( L_{volado} - An_{barr} - \frac{0.65}{2} m \right)$$

$$M_{DWACERA} = 0.5 \text{ tonne}$$

Al ubicarnos en la sección interna, se debe utilizar la carga muerta de la franja interna. Para obtener este momento se utilizará las ecuaciones de la figura.



$$Mu_{posimuertaDC} := \gamma_{DCMAX} \cdot W_{DC} \cdot \left( 0.4 \cdot S \cdot x_1 - \frac{x_1^2}{2} \right) \cdot \frac{1}{1 \text{ m}} = 108 \text{ kg}$$

$$Mu_{posimuertaDW} := \gamma_{DWMAX} \cdot W_{DW} \cdot \left( 0.4 \cdot S \cdot x_1 - \frac{x_1^2}{2} \right) \cdot \frac{1}{1 \text{ m}} = 45.563 \text{ kg}$$

$$Mu_{posiT} := Mu_{posimuertaDC} + Mu_{posimuertaDW} = 153.563 \text{ kg}$$

$$Mu_{totalSec3} := M_{c.sec3} + M_{DCLOSA} + M_{DCBARR} + M_{DWACERA} - Mu_{posit}$$

$$Mu_{totalSec3} = 3.747 \text{ tonne}$$

Se procede a calcular la fuerza de tracción axial. Se debe tomar en cuenta la longitud adicional previamente mencionada.

SA13.4.2

$$L_{ci} := 3.491 \text{ m} \quad \text{Long. critica para del patrón de falla para región interior.}$$

SA13.3.3.1-2

$$L_{ce} := 3.94 \text{ m} \quad \text{Long. critica para del patrón de falla para región exterior.}$$

SA13.3.3.1-4

$$R_{wi} := 22.853 \text{ tonne} \quad \text{Resistencia transversal total de la baranda para región interior.}$$

SA13.3.3.1-1

$$R_{we} := 25.791 \text{ tonne} \quad \text{Resistencia transversal total de la baranda para región exterior.}$$

SA13.3.3.1-3

$$H_{barr} = 1 \text{ m} \quad \text{Altura de la barrera.}$$

$$L_{adic} := 2 (L_{volado} - An_{barr} + x_1) \cdot \tan(30 \text{ deg}) = 1.328 \text{ m}$$

$$T := \max\left(\frac{R_{wi}}{L_{ci} + 2 H_{barr} + L_{adic}}, \frac{R_{we}}{L_{ce} + 2 H_{barr} + L_{adic}}\right) = 3.549 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

Determinación del espaciamiento de varillas en el volado para la sección 3.

$$\phi_{var} := 1.6 \text{ cm} \quad A_{var} := \frac{\pi \cdot \phi_{var}^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$d := t - Rec_{sup} - \frac{\phi_{var}}{2} = 0.142 \text{ m}$$

$$Rn := \frac{Mu_{totalSec3}}{\phi_{ext} \cdot d^2} = 18.582 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho := 0.85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot f'c}}\right) = 0.005$$

$$As := \rho \cdot d = 6.549 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

El As necesario para esta sección es menor que para la sección 2, por lo que la sección 2 rige el diseño y no es necesario realizar las comprobaciones restantes.

Se utilizará 1  $\phi$  16@250mm que será la continuación del refuerzo de las franjas internas.

### 9. Cálculo de la longitud de corte.

No es necesario calcular la longitud de corte puesto que no existe refuerzo extra en el volado.

### 10. Cálculo de la longitud de desarrollo.

No es necesario calcular la longitud de desarrollo puesto que no existe refuerzo extra en el volado.

### 11. Diseño del refuerzo longitudinal inferior.

Para este caso el refuerzo principal es transversal al tráfico. El primer paso será el cálculo del espaciamiento entre vigas efectivo.

$$S_e := S = (2.5 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Continuamos con el calculo de la armadura secundaria que viene a ser un porcentaje de la armadura primaria.

$$A_{s_{botporcn}} := \frac{3840}{\sqrt{S_e}} = 76.8 \frac{1}{\text{mm}^{\frac{1}{2}}}$$

$$A_{s_{botporce}} := 78.6\%$$

Este valor debe ser menor al 67%, de no ser así se toma el 67%, por lo que:

$$A_{s_{botporce}} := 67\%$$

Calculamos el valor del As de el refuerzo positivo primario. Se utilizo varillas de 16 mm a 100mm de espaciamiento

$$\phi_{var} := 14 \text{ mm}$$

$$A_{var} := \frac{\pi \cdot \phi_{var}^2}{4} = 1.539 \text{ cm}^2$$

$$As := \frac{A_{var}}{Espa_{dispos}} = 10.263 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$As_{infelong} := As \cdot A_{s_{botporce}} = 6.876 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$Espa := \frac{A_{var}}{As_{infelong}} = 223.881 \text{ mm}$$

$$Espa := 200 \text{ mm}$$

S9.7.3.2

S9.7.2.3

Se utilizará 1  $\phi$  14@200mm para el refuerzo longitudinal inferior.

## 12. Diseño del refuerzo longitudinal superior.

S5.10.8.2

Se debe comprobar el acero de temperatura y encogimiento.

$$A_s \geq 0.75 \frac{A_g}{f_y}$$

$$A_g := t \cdot 1 = 200 \text{ mm}$$

$$0.75 \cdot \frac{200 \text{ mm}}{420} = 3.571 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$0.38 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 3.8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Al utilizar las ecuaciones mencionadas se debe tomar en cuenta que la armadura se utiliza para ambas caras del concreto y que el espaciamiento máximo es de 450mm o 3 veces el espesor de la losa.

$$A_{s_{req}} := \frac{3.571 \text{ cm}^2}{2} = 1.786 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se asume varillas de 12mm a 300mm de espaciamiento.

$$\phi_{var} := 12 \text{ mm}$$

$$A_{var} := \frac{\pi \cdot \phi_{var}^2}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$Espa := 300 \text{ mm}$$

$$A_{s_{act}} := \frac{A_{var}}{Espa} = 3.77 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$Evaluacion := \begin{cases} \text{“Cumple”} & \text{if } A_{s_{act}} > A_{s_{req}} \\ \text{else} & \\ \text{“No cumple”} & \end{cases}$$

$$Evaluacion = \text{“Cumple”}$$

## **Anexo B: Diseño de viga de hormigón presforzado**

## Diseño de vigas de hormigón presforzado.

### 1. Datos generales.

#### 1.1 Geometría del puente

Longitud del puente	$L := 40 \text{ m}$
Ancho de la vía	$An_{via} := 7.4 \text{ m}$
Ancho del tablero	$An_{tab} := 10 \text{ m}$
Espaciamiento de vigas	$S := 2.5 \text{ m}$
Número de vigas	$N_v := 4$

#### 1.2 Materiales

Resistencia del concreto a la compresión (Tablero)	$f'_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Resistencia del acero de refuerzo	$f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Resistencia del concreto a la compresión (vigas)	$f'_c := 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Resistencia del acero estructural de cables	$f_y := 18600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del Acero	$E_s := 1970000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

## 2. Predimensionamiento de sección de hormigón postesado

### 2.1 Predimensionamiento

S2.5.2.6.3-1

$$L = 40 \text{ m} \quad \text{Longitud del Puente}$$

$$H_{viga} := 0.045 L = 1.8 \text{ m}$$

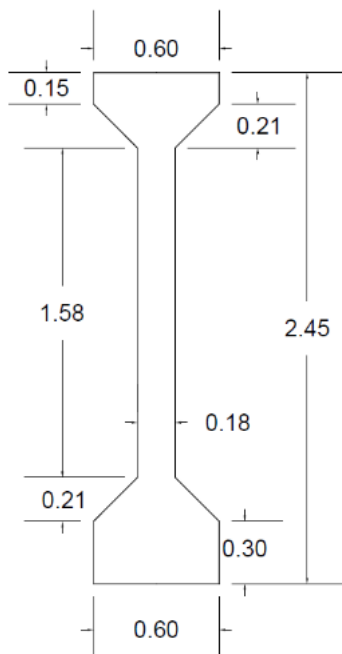
S2.5.2.6.3-1

$$H_{viga} := H_{viga} - t = 1.6 \text{ m}$$

Este dimensionamiento queda muy inferior a lo usualmente utilizado en vigas de H.P para estas luces. La siguiente tabla presenta unas dimensiones aproximadas para establecer la altura de una viga de H.P:

Altura (m)	Luz (m)
0.6	“10 a 14”
0.8	“14 a 18”
1	“17 a 22”
1.2	“20 a 26”
1.5	“25 a 33”
2	“34 a 44”
2.4	“40 a 50”

En base a estas estimaciones se tomará las siguientes dimensiones en metros para la viga. Las cuales se resumen a continuación.



$$H_{viga} := 2.45 \text{ m}$$

$$b_w := 0.18 \text{ m}$$

$$b_f := 0.6 \text{ m}$$

$$H_{alma} := 1.58 \text{ m}$$

$$H_{AlaSup} := 0.15 \text{ m}$$

$$H_{AlaInf} := 0.3 \text{ m}$$

## 2.2 Espesor de las mínimo de las secciones

S5.14.1.3

Ala superior

$$\frac{1}{20} \cdot S = 0.125 \text{ m} > H_{AlaSup} = 0.15 \text{ m} \quad \text{OK}$$

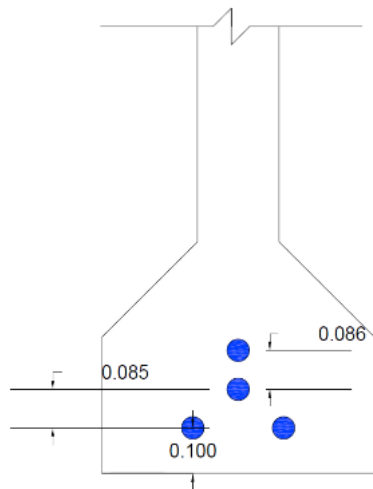
Ala inferior

$$140 \text{ mm} > H_{AlaInf} = 300 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$\frac{1}{16} \cdot S = 0.156 \text{ m} > H_{AlaInf} = 0.3 \text{ m} \quad \text{OK}$$

## 2.3 Disposición de los cables

Se utilizará la siguiente disposición de cables en la mitad del vano. Y se presenta la determinación del cable resultante:



$$y1 := 0.1 \text{ m}$$

$$y2 := 0.1 \text{ m}$$

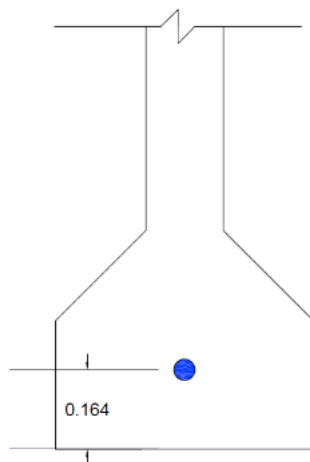
$$y3 := 0.185 \text{ m}$$

$$y4 := 0.27 \text{ m}$$

$$y_{cg} := \frac{y1 + y2 + y3 + y4}{4}$$

$$y_{cg} = 0.164 \text{ m}$$

Localización cable resultante



### 3. Cálculo de factores de distribución.

#### 3.1 Calculo de Kg

Eq.4.6.2.2.1-1

En base a la sección transversal se debe hacer el cálculo de Kg. Para lo cual primero calcularemos la inercia de la sección no compuesta.

Partes	B (m)	H (m)	Area (m <sup>2</sup> )	C.g (m)	Azd (m <sup>3</sup> )	Io (m <sup>4</sup> )	AzY2 (m <sup>4</sup> )	Inercia (m <sup>4</sup> )
"Ala sup"	0.6	0.15	0.09	2.375	0.21375	0.00016875	0.1358310422	0.1359997922
"Acart sup.Izq"	0.21	0.21	0.02205	2.23	0.0491715	0.00008103375	0.02588650726	0.02596754101
"Acart sup.Der"	0.21	0.21	0.02205	2.23	0.0491715	0.00008103375	0.02588650726	0.02596754101
"Recta rest"	0.18	0.21	0.0378	2.195	0.082971	0.000138915	0.04155621037	0.04169512537
"Alma"	0.18	1.58	0.2844	1.3	0.36972	0.05916468	0.006701869806	0.06586654981
"Acart inf.izq"	0.21	0.21	0.02205	0.37	0.0081585	0.00008103375	0.01329479673	0.01337583048
"Acart. Inf.Der"	0.21	0.21	0.02205	0.37	0.0081585	0.00008103375	0.01329479673	0.01337583048
"Rect rest"	0.18	0.21	0.0378	0.405	0.015309	0.0000694575	0.02078278932	0.02085224682
"Ala inf"	0.6	0.3	0.18	0.15	0.027	0.00135	0.1787390582	0.1800890582
"Suma"			0.7182	1.146491228				0.5231895154

$$A := 0.7182 \text{ m}^2$$

$$I_{c.g} := 0.5231895154 \text{ m}^4$$

$$C.g_{inf} := 1.146491228 \text{ m}$$

Centroide de la viga medido desde la cara inferior.

$$e_{20} := C.g_{inf} - y_{cg} = 0.983 \text{ m}$$

Excentricidad en la mitad del vano.

Se procede a calcular la proporción modular "n" entre los materiales de la viga y de la losa.

$$E_B := 15100 \cdot \sqrt{350} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = (2.825 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{Modulo de elasticidad de la viga.}$$

$$E_D := 15100 \cdot \sqrt{280} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = (2.527 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{Modulo de elasticidad de la losa.}$$

$$n := \frac{E_B}{E_D} = 1.118$$

Eq.4.6.2.2.1-2

El cálculo de  $e_g$ , es la distancia entre los centros de gravedad del tablero y de la viga.

$$e_g := H_{viga} - C.g_{inf} + \frac{t}{2} = 1.404 \text{ m}$$

$$K_g := n \cdot (I_{c.g} + e_g^2 \cdot A) = 2.167 \text{ m}^4$$

### 3.2 Cálculo de factores de distribución de momento para vigas interiores.

Factor de distribución	Vigas exteriores		Vigas interiores	
	1 carril cargado	2 o mas carriles cargados	1 carril cargado	2 o mas carriles cargados
$N_v \geq 4$	Regla de la palanca	$mg_{ext} = e \cdot mg_{int}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L \cdot t^3}\right)^{0.1}$	$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L \cdot t^3}\right)^{0.1}$

Utilizando la tabla que se muestra, que es derivada de las tablas presentadas en S4.6.2.2.1, obtendremos los factores de distribución. Primero chequearemos el rango de aplicabilidad:

$$1100 \leq S \leq 4900$$

$$S = (2.5 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$110 \leq t \leq 300$$

$$t = 200 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$6000 \leq L \leq 73000$$

$$L = (4 \cdot 10^4) \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$N_v \geq 4$$

$$N_v = 4 \quad \text{Ok}$$

$$4 \cdot 10^9 \leq K_g \leq 3 \cdot 10^{12}$$

$$K_g = (2.167 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4 \quad \text{Ok}$$

3.2.1 Para un carril cargado:

$$g_{int.1.Mom} := 0.06 + \left(\frac{S}{4300 \text{ mm}}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t^3}\right)^{0.1} = 0.484$$

3.2.2 Para dos carriles cargados:

$$g_{int.2.Mom} := 0.075 + \left(\frac{S}{2900 \text{ mm}}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t^3}\right)^{0.1} = 0.557$$

$$g_{int.Mom} := \max(g_{int.1.Mom}, g_{int.2.Mom}) = 0.557$$

### 3.3 Cálculo de factores de distribución de momento para vigas exteriores.

#### 3.3.1 Para dos carriles cargados:

Debemos obtener la distancia  $d_e$ , que es la distancia entre el centro de la viga a exterior hasta el bordillo o cara de la barrera.

$$d_e := L_{volado} - An_{barr} - An_{acera} = -50 \text{ mm}$$

Chequeamos rango de aplicabilidad.

$$-300 \leq d_e \leq 1700$$

$$d_e = -50 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$e := 0.77 + \frac{d_e}{2800 \text{ mm}} = 0.752$$

Obtenemos el factor de multipresencia para 2 carriles cargados.

$$m_2 := 1$$

$$g_{ext.2.Mom} := m_2 \cdot g_{int.Mom} \cdot e = 0.419$$

#### 3.3.1 Para 1 carril cargado:

Utilizaremos la regla de la palanca.

$$x1 := (1.25 + 2.5 - 0.9) \cdot \frac{1}{2.5} = 1.14$$

$$x2 := (1.25 + 2.5 - 0.9 - 1.8) \cdot \frac{1}{2.5} = 0.42$$

$$m_1 := 1.2 \quad \text{Factor de multipresencia para 1 carril cargado.}$$

$$g_{ext.1.Mom} := m_1 \cdot \frac{1}{2} \cdot (x1 + x2) = 0.936$$

$$g_{ext.Mom} := \max(g_{ext.1.Mom}, g_{ext.2.Mom}) = 0.936$$

### 3.4 Cálculo de factores de distribución de corte para vigas interiores.

Factor de distribución	Vigas exteriores		Vigas interiores	
	1 carril cargado	2 o mas carriles cargados	1 carril cargado	2 o mas carriles cargados
Nb ≥ 4	Regla de la palanca	$m g_{ext} = e \cdot m g_{int}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 - \left(\frac{S}{10700}\right)^2 + \frac{S}{3600}$

Al igual que para momento, la tabla es derivada de las tablas presentadas en S4.6.2.2.1.

S3.6.1.1.2-1

S3.6.1.1.2-1

3.4.1 Para un carril cargado:

$$g_{int.1.Cort} := 0.36 + \frac{S}{7600 \text{ mm}} = 0.689$$

3.2.2 Para dos carriles cargados:

$$g_{int.2.Cort} := 0.2 - \left( \frac{S}{10700 \text{ mm}} \right)^2 + \frac{S}{3600 \text{ mm}} = 0.84$$

$$g_{int.Cort} := \max(g_{int.1.Cort}, g_{int.2.Cort}) = 0.84$$

### 3.5 Cálculo de factores de distribución de corte para vigas exteriores.

3.5.1 Para dos carriles cargados:

$$e := 0.6 + \frac{d_e}{3000 \text{ mm}} = 0.583$$

Obtenemos el factor de multipresencia para 2 carriles cargados.

$$m_2 := 1$$

$$g_{ext.2.Cort} := m_2 \cdot g_{int.Cort} \cdot e = 0.49$$

3.5.1 Para 1 carril cargado:

Utilizaremos la regla de la palanca.

$$x1 := (1.25 + 2.5 - 0.9) \cdot \frac{1}{2.5} = 1.14$$

$$x2 := (1.25 + 2.5 - 0.9 - 1.8) \cdot \frac{1}{2.5} = 0.42$$

$$m_1 := 1.2 \quad \text{Factor de multipresencia para 1 carril cargado.}$$

$$g_{ext.1.Cort} := m_1 \cdot \frac{1}{2} \cdot (x1 + x2) = 0.936$$

$$g_{ext.Cort} := \max(g_{ext.1.Cort}, g_{ext.2.Cort}) = 0.936$$

*FactorDist*    *VigaInt*    *VigaExt*

“Momento”	0.557	0.936
“Corte”	0.84	0.936

S3.6.1.1.2-1

S3.6.1.1.2-1

## 4. Calculo de pesos:

### 4.1 Viga interior:

Peso de la losa

$$P_{losa.int} := S \cdot t \cdot W_{ha} = 1.2 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

Peso del pedestal

$$\text{ancho} := b_f = 0.9 \text{ m}$$
$$\text{espesor} := 4 \text{ in}$$

$$P_h := \text{ancho} \cdot \text{espesor} \cdot W_{ha} = 0.219 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

El espesor del pedestal es variable a lo largo del puente, siendo mínimo cercano a la mitad del vano. Se considera de espesor constante a fin de simplificar los cálculos y se es conservador de esta manera. Algunas jurisdicciones pueden asumir que varía de manera parabólica.

Peso de la barrera

$$P_{barr} := An_{barr} \cdot H_{barr} \cdot W_{ha} \cdot 2 = 1.44 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

Se supondrá que tanto la carga de la barrera, aceras y capa de rodadura se distribuye de manera igual a todas las vigas.

$$P_{barr} := \frac{P_{barr}}{N_v} = 0.36 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

Peso de la acera y capa de rodadura

$$P_{aycr} := An_{acera} \cdot H_{acera} \cdot \frac{W_{ha}}{N_v} \cdot 2 + Esp_{crod} \cdot W_{crod} \cdot \frac{An_{via}}{N_v} = 0.612 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

Peso del diafragma.

Al no ser objetivo de esta tesis el diseño del diafragma se realizará suposiciones para estimar su peso. Se utilizar un diafragma de 2m de alto, un espesor de 25cm y su longitud va de viga a viga restando el ancho del alma.

$$h_{diaf} := 200 \text{ mm}$$

$$P_{diaf} := W_{ha} \cdot h_{diaf} \cdot (S - b_w) \cdot 25 \text{ cm} = 0.278 \text{ tonne}$$

La viga exterior solo resiste la mitad de este peso.

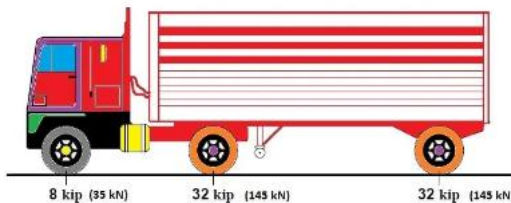
## 5. Cálculo de momentos y cortantes:

### 5.1 Estimación del momento máximo para carga viva:

Se realizará la estimación del momento máximo producido por un tren de carga a fin de transformar este valor en una carga distribuida, que se pueda utilizar tanto para el predimensionamiento de la sección como para el cálculo de momentos. Se utilizará la teoría del teorema de Barre y líneas de influencia.

Momento máximo 1 línea de carga HL-93 (Sentido long.)

S3.6.1.1.2-1



$$q := 0.95 \frac{\text{tonne}}{\text{m}} \quad \text{Carga distribuida de vehículos livianos}$$

$$R := (3.63 + 2 \cdot 14.52) (1.33) \text{ tonne} = 43.451 \text{ tonne}$$

$$x_{R1} := \frac{14.52 \cdot 4.3 (1.33) \cdot \text{tonne} \cdot \text{m}}{R} = 1.911 \text{ m}$$

$$x_{R2} := \frac{14.52 \cdot 8.6 (1.33) \cdot \text{tonne} \cdot \text{m}}{R}$$

$$x_R := x_{R1} + x_{R2} = 5.733 \text{ m}$$

$$C_k := x_R - 4.27 \text{ m} = 1.463 \text{ m}$$

$$C_{k\_2} := \frac{C_k}{2} = 0.732 \text{ m}$$

$$z_k := \frac{\left(\frac{R}{L}\right) \cdot (L - C_k) + q \cdot \frac{L}{2}}{\left(\frac{2 \cdot R}{L}\right) + q} = 19.491 \text{ m}$$

$$M_{k.max} := \frac{\left(\left(\frac{R}{L}\right) \cdot (L - C_k) + q \cdot \frac{L}{2}\right)^2}{\left(\frac{4 \cdot R}{L}\right) + 2 q} - (3.63) (1.33) \text{ tonne} \cdot 4.3 \text{ m}$$

$$M_{k.max} = 572.364 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

## 5.2 Cálculo de momentos sin factorar:

Se debe realizar una distinción entre los pesos que soportara la sección compuesta y la no compuesta. Por un lado, la sección no compuesta (solo viga), se produce cuando el concreto de la losa no se ha endurecido todavía, por ende no contribuye a la resistencia del tablero. La sección no compuesta soportara los pesos: pp de la viga, peso de la losa, peso del diafragma y peso de la cartela. Una vez la losa se haya endurecido, el tablero actuara en conjunto con la viga para resistir los pesos restantes: barreras, capa de rodadura, aceras.

El cálculo de la carga muerta fue realizado con estática básica. Simplemente con las ecuaciones de un carga uniformemente distribuida o puntual (diafragma) sobre una viga simplemente apoyada. Las cargas y su determinación son las presentadas en la sección 4.

Por otro lado, el cálculo de la carga viva para un puente simplemente apoyado en diferentes puntos de interés fue un proceso realizado con líneas de influencia. Se tuvo que realizar una programación, para la cual se utilizó MatLab, en la que se escogía una sección a analizar. Dentro de esta sección se comenzaba a mover el camión de diseño como un tren de carga a lo largo del puente, a fin de conocer el lugar donde el camión producía el momento mayor. Se escogió para cada sección analizada el lugar donde el camión producía el momento máximo y ese valor de momento máximo es el presentado en las tablas.

Debido a que la viga exterior resiste menos peso que la viga interior solo se analizara las vigas interiores como las más críticas.

Se analizo 40 puntos a lo largo del puente, uno cada metro. Se mostrarán los 20 primeros puntos conociendo en la segunda mitad es un espejo.

Sin Factorar									
Ubicacion	No compuesta				Compuesta				
	Viga	Losa y cartelas	Diafragma	Total. No comp	Barrera	Capa de rodadura y acera	Carga viva (camion)	Sobrecarga vehicular	IM33%+Sobre
m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	33.62	27.69	0.15	61.45	7.02	11.93	29.51	18.53	54.66
2.00	65.51	53.96	0.29	119.76	13.68	23.26	57.39	36.10	106.20
3.00	95.68	78.81	0.44	174.93	19.98	33.97	83.64	52.73	154.62
4.00	124.13	102.24	0.58	226.95	25.92	44.06	108.25	68.40	199.91
5.00	150.85	124.25	0.73	275.83	31.50	53.55	131.22	83.13	244.68
6.00	175.85	144.84	0.88	321.56	36.72	62.42	152.57	96.90	288.40
7.00	199.12	164.01	1.02	364.15	41.58	70.69	172.28	109.73	329.00
8.00	220.67	181.76	1.17	403.60	46.08	78.34	190.36	121.60	366.47
9.00	240.50	198.09	1.31	439.90	50.22	85.37	206.80	132.53	400.82
10.00	258.60	213.00	1.46	473.06	54.00	91.80	221.61	142.50	432.05
11.00	274.98	226.49	1.61	503.07	57.42	97.61	234.79	151.53	460.16
12.00	289.63	238.56	1.75	529.94	60.48	102.82	246.33	159.60	485.15
13.00	302.56	249.21	1.90	553.67	63.18	107.41	256.24	166.73	507.01
14.00	313.77	258.44	2.04	574.25	65.52	111.38	265.30	172.90	525.75
15.00	323.25	266.25	2.19	591.69	67.50	114.75	273.11	178.13	541.36
16.00	331.01	272.64	2.34	605.98	69.12	117.50	279.29	182.40	553.86
17.00	337.04	277.61	2.48	617.13	70.38	119.65	283.84	185.73	563.23
18.00	341.35	281.16	2.63	625.14	71.28	121.18	286.75	188.10	569.48
19.00	343.94	283.29	2.77	630.00	71.82	122.09	288.03	189.53	572.61
20.00	344.80	284.00	2.64	631.44	72.00	122.40	287.68	190.00	572.61

### 5.3 Cálculo de momentos factorados:

STabla3.4.1-1

Para obtener las cargas aplicadas se utilizó las combinaciones de carga y factores de carga. Como ya se especificó antes se utilizará:  
 Servicio III (1.0DC+1.0DW+0.75LL)  
 Resistencia I (1.25DC+1.5DW+1.75LL)

Factorado						
Ubicacion	Servicio III			Resistencia I		
	NC	Comp	Total	NC	Comp	Total
m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.90	61.45	42.87	104.33	76.82	79.00	155.82
3.64	119.76	83.41	203.17	149.70	153.65	303.35
5.22	174.93	121.61	296.54	218.66	223.93	442.59
6.67	226.95	157.47	384.42	283.69	289.86	573.55
8.00	275.83	192.12	467.95	344.79	353.92	698.71
6.00	321.56	225.35	546.91	401.95	415.61	817.56
7.00	364.15	256.23	620.39	455.19	472.94	928.13
8.00	403.60	284.78	688.38	504.50	525.91	1030.41
9.00	439.90	310.99	750.90	549.88	574.52	1124.40
10.00	473.06	334.87	807.93	591.32	618.78	1210.11
11.00	503.07	356.40	859.47	628.84	658.68	1287.53
12.00	529.94	375.60	905.54	662.43	694.23	1356.66
13.00	553.67	392.45	946.12	692.09	725.42	1417.50
14.00	574.25	406.97	981.22	717.81	752.25	1470.06
15.00	591.69	419.15	1010.84	739.61	774.72	1514.33
16.00	605.98	428.99	1034.98	757.48	792.84	1550.32
17.00	617.13	436.50	1053.63	771.42	806.60	1578.01
18.00	625.14	441.66	1066.80	781.42	816.00	1597.42
19.00	630.00	444.49	1074.49	787.50	821.04	1608.55
20.00	631.44	444.97	1076.42	789.30	821.73	1611.03

$$M_{NC} := 631.44 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_C := 444.97 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{DC} := (284 + 2.64 + 72 + 122.40) \cdot \text{tonne} \cdot \text{m} \quad M_U := (631.44 + 444.97) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{DC} = 481.04 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_U = (1.076 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

#### 5.4 Calculo del corte sin factorar

Ubicacion	No compuesta				Compuesta				
	Viga	Losa y haunch	Diafragma	Total. No comp	Barrera	Capa de rodadura y acera	Carga viva (camion)	Sobrecarga vehicular	IM33%+Sobre
m	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton
0.00	34.48	28.40	0.13	63.01	7.20	12.24	30.33	19.00	59.34
1.00	32.76	26.98	0.13	59.87	6.84	11.63	29.51	18.05	57.30
2.00	31.03	25.56	0.13	56.72	6.48	11.02	28.70	17.10	55.26
3.00	29.31	24.14	0.13	53.58	6.12	10.40	27.88	16.15	53.23
4.00	27.58	22.72	0.13	50.44	5.76	9.79	27.06	15.20	51.19
5.00	25.86	21.30	0.13	47.29	5.40	9.18	26.24	14.25	49.16
6.00	24.14	19.88	0.13	44.15	5.04	8.57	25.43	13.30	47.12
7.00	22.41	18.46	0.13	41.00	4.68	7.96	24.61	12.35	45.08
8.00	20.69	17.04	0.13	37.86	4.32	7.34	23.79	11.40	43.05
9.00	18.96	15.62	0.13	34.72	3.96	6.73	22.98	10.45	41.01
10.00	17.24	14.20	0.13	31.57	3.60	6.12	22.16	9.50	38.97
11.00	15.52	12.78	0.13	28.43	3.24	5.51	21.34	8.55	36.94
12.00	13.79	11.36	0.13	25.28	2.88	4.90	20.53	7.60	34.90
13.00	12.07	9.94	0.13	22.14	2.52	4.28	19.71	6.65	32.87
14.00	10.34	8.52	0.13	19.00	2.16	3.67	18.89	5.70	30.83
15.00	8.62	7.10	0.13	15.85	1.80	3.06	18.08	4.75	28.79
16.00	6.90	5.68	0.13	12.71	1.44	2.45	17.26	3.80	26.76
17.00	5.17	4.26	0.13	9.56	1.08	1.84	16.44	2.85	24.72
18.00	3.45	2.84	0.13	6.42	0.72	1.22	15.63	1.90	22.68
19.00	1.72	1.42	-0.15	3.00	0.36	0.61	14.81	0.95	20.65
20.00	0.00	0.00	-0.15	-0.15	0.00	0.00	13.99	0.00	18.61

#### 5.5 Cálculo del corte sin factorado

STabla3.4.1-1

Para obtener las cargas aplicadas se utilizó las combinaciones de carga y factores de carga. Como ya se especificó antes se utilizará: Resistencia I (1.25DC+1.5DW+1.75LL)

Factorado			
Ubicacion	RESISTENCIA I		
	NC	Comp	Total
m	ton	ton	ton
0.00	78.77	114.59	193.35
1.00	74.84	110.22	185.06
2.00	70.91	105.86	176.77
3.00	66.98	101.50	168.48
4.00	63.05	97.14	160.19
5.00	59.12	92.78	151.89
6.00	55.19	88.42	143.60
7.00	51.26	84.06	135.31
8.00	47.33	79.69	127.02
9.00	43.40	75.33	118.73
10.00	39.47	70.97	110.44
11.00	35.54	66.61	102.15
12.00	31.61	62.25	93.85
13.00	27.68	57.89	85.56
14.00	23.75	53.53	77.27
15.00	19.82	49.17	68.98
16.00	15.89	44.80	60.69
17.00	11.96	40.44	52.40
18.00	8.03	36.08	44.11
19.00	3.75	31.72	35.47
20.00	-0.18	27.36	27.18

## 6. Fuerza de presfuerzo requerida después de las perdidas:

Se procede al cálculo de la fuerza sobre el cable resultante, así como la excentricidad a la mitad del vano. Para esto necesitaremos algunas de las propiedades mecánicas de la sección que ya obtuvimos. Además de calcular las de la viga compuesta. Se busca obtener la fuerza necesaria para limitar la tensión en el inferior de la viga. Para esto nos dirigimos a la tabla 5.9.4.2.2-1, donde nos especifican el límite de tensión admisible. En este caso tenemos condiciones de corrosión moderadas por lo que nuestro límite estará dado por  $0.5 \cdot \sqrt{f'_c}$ .

### 6.1 Propiedades mecánicas de la sección no compuesta:

$$H_{viga.NC} := H_{viga} = 2.45 \text{ m}$$

$$I_{c.g.NC} := I_{c.g} = 0.523 \text{ m}^4$$

$$C \cdot g_{inf.NC} := C \cdot g_{inf} = 1.146 \text{ m}$$

$$A_{NC} := A = 0.718 \text{ m}^2$$

$$c_{1.NC} := H_{viga.NC} - C \cdot g_{inf.NC} = 1.304 \text{ m} \quad c_{2.NC} := C \cdot g_{inf.NC} = 1.146 \text{ m}$$

$$S_{1.NC} := \frac{I_{c.g.NC}}{c_{1.NC}} = 0.401 \text{ m}^3 \quad S_{2.NC} := \frac{I_{c.g.NC}}{c_{2.NC}} = 0.456 \text{ m}^3$$

$$\rho_{NC} := \frac{I_{c.g.NC}}{A_{NC} \cdot c_{1.NC} \cdot c_{2.NC}} = 0.487 \quad e_{20} = 0.983 \text{ m}$$

### 6.2 Propiedades mecánicas de la sección compuesta:

Inicialmente deberemos encontrar el ancho de ala efectiva.

Se tomará el menor de los siguientes:

Un cuarto de la longitud de tramo efectiva  $\frac{1}{4} \cdot L = 10 \text{ m}$

12,0 veces el espesor promedio de la losa, + el ancho del alma  $12 \cdot t + b_w = 2.58 \text{ m}$

o el semiancho del ala superior de la viga (mayor)  $12 \cdot t + 0.5 \cdot b_f = 2.85 \text{ m}$

La separación promedio de las vigas adyacentes.  $S = 2.5 \text{ m}$

S4.6.2.6

$$Ancho_{eff} := 2.5 \text{ m}$$

$$t = 0.2 \text{ m}$$

$$n = 1.118$$

$$H_{viga.C} := 2.45 \text{ m} + t = 2.65 \text{ m}$$

Compuesta	Area (m <sup>2</sup> )	C.g (m)	axd (m <sup>3</sup> )	Io (m <sup>4</sup> )	AxY2 (m <sup>4</sup> )	Ic.g (m <sup>4</sup> )
"Viga "	0.7182	1.146491228	0.82341	0.5231895154	0.2083347768	0.7315242921
"Losa (0.2x2.5/n)"	0.4472271914	2.55	1.140429338	0.001490757305	0.334563818	0.3360545753
"Total"	1.165427191	1.685081104	0	0.5246802727	0	1.067578867

$$I_{c.g.C} := 1.067578867 \text{ m}^4$$

$$C \cdot g_{inf.C} := 1.685081104 \text{ m}$$

$$A_C := 1.165427191 \text{ m}^2$$

$$c_{1.C} := H_{viga} - C \cdot g_{inf.C} = 0.765 \text{ m}$$

$$c_{2.C} := C \cdot g_{inf.C} = 1.685 \text{ m}$$

$$c_{3.C} := H_{viga} + t - C \cdot g_{inf.C} = 0.965 \text{ m}$$

$$S_{1.C} := \frac{I_{c.g.C}}{c_{3.C}} = 1.106 \text{ m}^3$$

$$S_{2.C} := \frac{I_{c.g.C}}{c_{2.C}} = 0.634 \text{ m}^3$$

$$\rho_C := \frac{I_{c.g.C}}{A_C \cdot c_{3.C} \cdot c_{2.C}} = 0.563$$

$$S_{3.C} := \frac{I_{c.g.C}}{c_{3.C}} = 1.106 \text{ m}^3$$

### 6.3 Calculo de F (sección no compuesta):

$$Lim_{ten} := 0.5 \cdot \sqrt{35} = 2.958 \text{ MP}$$

$$Lim_{ten} := 30.16 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{ab} := \frac{-Lim_{ten} \cdot I_{c.g.NC}}{c_{2.NC}} = -137.632 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_T := M_{NC} + M_C = (1.076 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$F_O := \frac{M_T + M_{ab}}{\rho_{NC} \cdot c_{1.NC} + e_{20}} = 580.16 \text{ tonne}$$

Con el valor de la fuerza de 580.426 toneladas en la viga se divide para el numero de cables. Cada cable tendrá una fuerza de 145.1065 ton. El número de tendones dentro del ducto será calculado en función de las perdidas. Se calcularán las perdidas.

STabla  
5.9.4.2.2-1

## 7. Cálculo de pérdidas de presfuerzo:

S5.9.5

Las pérdidas de presfuerzo en los cables se dan debido a la pérdida de tensión en el cable. Principalmente se separan en dos categorías, instantáneas y dependientes del tiempo. Las pérdidas debido al acuanamiento de los anclajes, fricción y acortamiento elástico son instantáneas. Mientras que pérdidas debido a deformación creep, encogimiento y relajación de anclajes son dependientes del tiempo. El cálculo será realizado mediante el método ACI/ASCE, que puede ser encontrado en libros de texto de diseño de hormigón presfuzado. Buscamos conocer que porcentaje de esfuerzo que se pierde. Para lo cual se trabajará con los límites admisibles de esfuerzo en cada torón. Se utilizarán torones de grado 270, de 16mm de diámetro. De acuerdo con S5.9.3 el esfuerzo de tesado será  $0.7f_y$ . Para elementos postensados el cálculo de pérdidas se da como el siguiente:

$$\Delta f_{pT} := \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

S5.9.5.1-2

### 7.1 Cálculo del esfuerzo en los tendones inmediatamente después de la transferencia y pérdidas instantáneas.

S5.9.3

$$f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} = \dots \quad 0.7 \cdot f_y = (1.302 \cdot 10^4) \frac{kg}{cm^2}$$

#### 7.1.1 Pérdidas por fricción.

S5.9.5.2.2b

Para este cálculo deberemos conocer el trazado del cable resultante, así como el tipo de anclaje que tendrá el cable resultante. El cable resultante tendrá un anclaje tipo activo-activo. El trazado de este cable va desde el centro de gravedad de la sección no compuesta en cada extremo de manera parabólica pasando por la excentricidad máxima en el centro de la viga.

Con la fuerza  $F_0$  obtenida en la mitad de la sección en el paso anterior podemos obtener la fuerza en el anclaje.

Debemos conocer que utilizaremos Torones dentro de ductos metálicos.

Con estos datos podemos realizar el cálculo de las pérdidas en la mitad de la sección.

$$F_0 = 580.16 \text{ tonne}$$

$$L = 40 \text{ m} \quad f_y = (1.86 \cdot 10^4) \frac{kg}{cm^2}$$

$$k := \frac{0.0016}{m}$$

$$u := 0.03$$

$$f_{lecha} := e_{20} = 0.983 \text{ m}$$

$$R := \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2 - f_{lecha}^2}{2 \cdot f_{lecha}} = 203.021 \text{ m}$$

$$\alpha := \sin^{-1} \cdot \left(\frac{L}{R}\right)$$

$$\alpha := 0.09859 \quad e^{-\left(u \cdot \alpha + k \cdot \frac{L}{2}\right)} = 0.966$$

$$\Delta f_{pF} := 0.7 \cdot f_y \cdot \left(e^{-\left(u \cdot \alpha + k \cdot \frac{L}{2}\right)}\right) = (1.257 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

S5.9.5.2.2b-2

### 7.1.2 Perdidas por acortamiento elástico.

S5.9.5.3b

Para elementos postesados se deberá calcular el esfuerzo producido por la fuerza de tesado y por el peso propio de la viga N.C en centro de gravedad de los cables.

Este análisis se lo realizara en el centro de la luz. Para lo cual deberemos volver a la tabla de momentos sin factorar y obtener el valor del momento por el peso propio.

Para conocer la fuerza que existe en el cable al momento de que se producen estas pérdidas necesitamos conocer, el área de acero dentro del ducto. Para esto supondremos que al final de todas las perdidas tendremos alrededor del 11%, es decir: 1382.81 kg/cm<sup>2</sup>. El cual reduciremos del esfuerzo en la mitad del vano por fricción, obteniendo 11188.19 kg/cm<sup>2</sup>. El área del torón es de 2.01cm<sup>2</sup>. Por tanto, la fuerza en cada torón será de 22.48 tonne. Con el valor obtenido en 6.3 lo dividimos para obtener el número de torones en cada ducto. Obtenemos 6.5, lo cual redondeamos a 7 torones por ducto. Finalmente, para obtener la fuerza de presfuerzo en la mitad del vano antes de las perdidas por acortamiento elástico, multiplicamos  $\Delta f_{pF}$  por el área de cada torón, por el número de torones y por el número de cables. Resultando en:

$$F_o := \Delta f_{pF} \cdot \frac{\pi \cdot (1.6)^2}{4} \text{ cm}^2 \cdot 7 \cdot 4 = 707.81 \text{ tonne}$$

$$E_p := E_s = (1.97 \cdot 10^6) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{ci} := E_B = (2.825 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{G.NC} := 344.80 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$F_o = 707.81 \text{ tonne}$$

$$A_{NC} = 0.718 \text{ m}^2 \quad N := 4$$

$$f_{gcp} := \frac{F_o}{A_{NC}} + \frac{F_o}{I_{c.g.NC}} \cdot e_{20}^2 - M_{G.NC} \cdot \frac{e_{20}}{I_{c.g.NC}} = 164.445 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\Delta f_{pES} := \frac{N-1}{2N} \cdot \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{gcp} = 430.039 \frac{kg}{cm^2}$$

S5.9.5.3b-1

### 7.1.3 Perdidas por acuñaamiento de los anclajes.

La pérdida por acuñaamiento de los anclajes se produce al momento de soltar el cable de presfuerzo. Las cuñas se mueven en promedio de 6 a 10mm, dependiendo del fabricante, dentro del anclaje lo cual produce una pérdida de presfuerzo.

El cálculo será el producto entre el módulo de elasticidad del acero de postesado por la deformación unitaria del anclaje.

$$v := 10 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s := \frac{v}{L} = 2.5 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta f_{pA} := \varepsilon_s \cdot E_p = 492.5 \frac{kg}{cm^2}$$

## 7.2 Calculo de perdidas dependientes del tiempo.

### 7.2.1 Perdidas por encogimiento y desecación.

El cálculo se lo realizara mediante el método ASCE/ACI.

$$P := 6.4479 \text{ m}$$

Perímetro de la sección.

$$K_{sh} := 0.45 \frac{1}{m}$$

Factor dependiente de la edad del hormigón.

DÍAS	1	3	10	60
Ksh	0.92	0.85	0.73	0.45

$$A_{NC} = 0.718 \text{ m}^2$$

Área de la sección.

$$HR := 70$$

$$x := 1 \text{ m}$$

Humedad relativa promedio aprox. de Quito

$$\Delta f_{pSR} := \left( 17.22 \cdot K_{sh} \cdot \left( x - 0.0236 \cdot \frac{A_{NC}}{P} \right) \cdot (100 - HR) \right) \frac{kg}{cm^2}$$

$$\Delta f_{pSR} = 231.859 \frac{kg}{cm^2}$$

### 7.2.1 Perdidas por CREEP

$$f_{cir} := 0.9 \cdot \left( \frac{F_o}{A_{NC}} + \frac{F_o}{I_{c.g.NC}} \cdot e_{20}^2 \right) - M_{G.NC} \cdot \frac{e_{20}}{I_{c.g.NC}}$$

$$f_{cir} = 141.524 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{DC} = 481.04 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$f_{cds} := M_{DC} \cdot \frac{e_{20}}{I_{c.g.NC}} = 903.569 \frac{\text{tonne}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta f_{pCR} := 1.6 \cdot \left( \frac{E_p}{E_{ci}} \right) \cdot (f_{cir} - f_{cds}) = 570.911 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

### 7.2.1 Perdidas por relajación del acero

Se tomará la pérdida admisible que se presenta en S5.9.3.4.2c y S5.9.3.4.3c.

$$\Delta f_{pR} := 168.737 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

### 7.3 Pérdidas totales y dimensionamiento del cable.

La pérdida total de esfuerzo será la suma tanto de pérdidas instantáneas como dependientes del tiempo.

$$\Delta f_p := \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} = (1.894 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo resultante en el acero de presfuerzo en la mitad del vano será:

$$f_p := \Delta f_{pF} - \Delta f_p = (1.068 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$100 - \left( f_p \frac{100}{0.7 f_y} \right) = 17.983 \quad \% \quad \text{Porcentaje de pérdidas.}$$

Por tanto la fuerza en cada torón de 16mm será:

$$A_T := \frac{\pi \cdot (1.6)^2 \text{ cm}^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$F_T := f_p \cdot A_T = 21.471 \text{ tonne}$$

Recordamos la fuerza  $F_o$  que necesitábamos para cubrir el momento en  $y$  la dividimos para la fuerza del torón con lo cual obtendremos el número de torones.

$$N_T := \frac{F_o}{F_T} = 8.242$$

Se toman 9 torones.

Para obtener la fuerza en el anclaje deberemos utilizar el esfuerzo  $0.7f_y$ , restarle las pérdidas por acuramiento de anclaje, multiplicara por el área de un torón y por el número de torones que acabamos de obtener. Por tanto, cada cable se lo tensara con una fuerza de:

$$F_{\text{anclaje}} := (0.7 f_y - \Delta f_{pA}) \cdot A_T \cdot 9 = 226.692 \text{ tonne}$$

$$A_T \cdot 9 = 18.096 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot A_T \cdot 9} = 4.8 \text{ cm}$$

## 8. Verificación de esfuerzos por estado de servicio

### Limite:

Esta sección verificara los esfuerzos en la mitad del vano en 3 momentos de la vida útil de la viga. 1) Después del presfuerzo de los cables, 2) después de que el puente se abra al tráfico y antes de las pérdidas dependientes del tiempo y 3) cuando el puente este operativo y se hayan producido las pérdidas dependientes del tiempo.

### 8.1 Servicio III - Esfuerzos temporales (DC y Fuerza de presfuerzo).

Una vez producido el presfuerzo de los cables las únicas cargas que estarán actuando serán las de la viga no compuesta. Es decir, de la viga, el diafragma y la losa. Se hace la comprobación antes después del presfuerzo, pero antes de la insertar la lechada. Los momentos son tomados de la sección 5.2.

Recordamos que tenemos 9 torones de 16mm de diámetro en cada cable. Las fuerzas en los tendones ser las producidas por fricción, menos el acañamiento de los anclajes y menos las pérdidas por acortamiento elástico.

Los esfuerzos admisibles son los siguientes:

Compresión:

$$f'_{ci} := 0.8 f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Se postesara al 8avo día.}$$

$$f_{a,C} := 0.60 f'_{ci} = 168 \frac{kg}{cm^2}$$

S5.9.4.1.1

Se hace la suposición de que se tiene una zona de tracción precomprimida sin armadura adherente.

Tracción:

$$f_{a,T} := 0 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{No se admite traccion.}$$

STabla5.9.4.1  
.2-1

Cálculo de la fuerza

$$F := (\Delta f_{pF} - (\Delta f_{pA} + \Delta f_{pES})) \cdot A_T \cdot 9 \cdot 4 = 843.266 \text{ tonne}$$

Momento por carga muerta.

$$M_{NC} = 631.44 \text{ tonne} \cdot m$$

Comprobación en la mitad del vano.

$$f_{SUP} := \frac{F}{A_{NC}} - \frac{F \cdot e_{20} \cdot c_{1,NC}}{I_{c.g,NC}} + \frac{M_{NC} \cdot c_{1,NC}}{I_{c.g,NC}} = 68.264 \frac{kg}{cm^2}$$

106

$$f_{INF} := \frac{F}{A_{NC}} + \frac{F \cdot e_{20} \cdot c_{2.NC}}{I_{c.g.NC}} - \frac{M_{NC} \cdot c_{2.NC}}{I_{c.g.NC}} = 160.643 \frac{kg}{cm^2}$$

## 8.2 Servicio III - Esfuerzos antes de las perdidas dependientes del tiempo.

Apenas el puente entra en actividad con todas sus cargas presentes, pero antes de que se produzcan las perdidas dependientes del tiempo. Es decir, la fuerza de presfuerzo será la misma que obtuvimos en el paso anterior.

Los esfuerzos admisibles son los siguientes:

Compresión:

$$\phi_w := 1$$

$$f_{a.C} := 0.60 \cdot \phi_w \cdot f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

S5.9.4.2.1-1

Se hace la suposición de que se tiene una zona de tracción precomprimida sin armadura adherente.

Tracción:

$$f_{a.T} := -0.5 \cdot \sqrt{35} \text{ MPa} = -2.958 \text{ MPa}$$

STabla5.9.4.2.2-1

$$f_{a.T} := -30.16 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F = 843.266 \text{ tonne}$$

Momento por todas las cargas.

$$M_T := M_{NC} + M_C = (1.076 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Comprobación en la mitad del vano.

$$f_{SUP} := \frac{F}{A_{NC}} - \frac{F \cdot e_{20} \cdot c_{1.NC}}{I_{c.g.NC}} + \frac{M_T \cdot c_{1.NC}}{I_{c.g.NC}} = 179.127 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{INF} := \frac{F}{A_{NC}} + \frac{F \cdot e_{20} \cdot c_{2.NC}}{I_{c.g.NC}} - \frac{M_T \cdot c_{2.NC}}{I_{c.g.NC}} = 63.135 \frac{kg}{cm^2}$$

8.3 Servicio III - Esfuerzos con todas las cargas actuantes y después de todas las perdidas.

Sera la condición final del puente. Con todas las cargas actuando y después de que todas las perdidas han sido contabilizadas.

Los esfuerzos admisibles son los siguientes:

Compresión:

$$\phi_w := 1$$

$$f_{a.C} := 0.60 \cdot \phi_w \cdot f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

S5.9.4.2.1-1

Se hace la suposición de que se tiene una zona de tracción precomprimida sin armadura adherente.

Tracción:

$$f_{a.T} := -0.5 \cdot \sqrt{35} \text{ MPa} = -2.958 \text{ MPa}$$

$$f_{a.T} := -30.16 \frac{kg}{cm^2}$$

STabla5.9.4.2  
.2-1

Cálculo de la fuerza

$$F := (\Delta f_{pF} - (\Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR})) \cdot A_T \cdot 9 \cdot 4$$

$$F = 772.947 \text{ tonne}$$

Momento por carga muerta.

$$M_T := M_{NC} + M_C = (1.076 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot m$$

Comprobación en la mitad del vano.

$$f_{SUP} := \frac{F}{A_{NC}} - \frac{F \cdot e_{20} \cdot c_{1.NC}}{I_{c.g.NC}} + \frac{M_T \cdot c_{1.NC}}{I_{c.g.NC}} = 186.553 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{INF} := \frac{F}{A_{NC}} + \frac{F \cdot e_{20} \cdot c_{2.NC}}{I_{c.g.NC}} - \frac{M_T \cdot c_{2.NC}}{I_{c.g.NC}} = 38.2 \frac{kg}{cm^2}$$

## 9. Verificación de flexión

Una vez realizados los chequeos de esfuerzos en las diferentes etapas es necesario comprobar el límite de flexión.

$$M_r = \phi_f \cdot M_n \geq \max(M_u, \min(1.33 M_u, M_{cr}))$$

### 9.1 Cálculo del momento de diseño factorado

Donde  $M_u$  será el menor entre el momento de fisura  $M_{cr}$  o 1.33 el momento factorado por RESISTENCIA I y el Mayor entre. Por lo que procederemos al cálculo de  $M_{cr}$ . Para lo cual comenzaremos con cálculo del módulo de rotura y los esfuerzos de compresión causados en la fibra extrema inferior por la fuerza de presfuerzo.

$$f_r := \frac{0.63}{g} \cdot \sqrt{35} \text{ MPa} = 38.006 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{cpe} := \left( \frac{F_o}{A_{NC}} + \frac{F_o}{I_{c.g.NC}} \cdot e_{20} \cdot c_{2.NC} \right) = 250.982 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Una vez realizados estos cálculos debemos calcular tanto el módulo de sección para el tope de la losa, siendo sección compuesta como el módulo de sección para el punto inferior como sección no compuesta. Calculados en el paso 3.

$$S_{NC} := S_{2.NC} = 0.456 \text{ m}^3$$

$$S_C := S_{3.C} = 1.106 \text{ m}^3$$

Se procede al cálculo del momento de fisuración. Para lo cual mayoramos la carga con el estado límite de RESISTENCIA I

$$M_{dnc} := M_{NC} = 631.44 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{cr} := \min \left( S_C \cdot (f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \cdot \left( \frac{S_C}{S_{NC}} - 1 \right), S_C \cdot f_r \right)$$

$$M_{cr} = 420.497 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{U.R1} := 1621.05 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{u1} := \min(1.33 \cdot M_{U.R1}, M_{cr}) = 420.497 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_U := \max(M_{u1}, M_{U.R1}) = (1.621 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

El valor del momento de fisuración es menor, por lo que será el que rige el diseño. La fisuración se presentará antes de que se llegue al momento último. Una vez realizado este cálculo debemos calcular el momento de resistencia nominal.

S5.7.3.2

S5.7.3.2.1-1

S5.7.3.3.2

S5.4.2.6

S5.7.3.3.2

9.2 Cálculo del momento de resistencia nominal.

S5.7.3.2.2

El momento será el siguiente:

$$M_n := A_{ps} \cdot f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + 0.85 \cdot f'_c (b - b_w) \cdot h_f \cdot \left( \frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Para lo cual debemos calcular la profundidad del rectángulo de compresión:

$$a := c \cdot \beta_1$$

S5.7.3.2.2

Donde c es la distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema en compresión, para lo cual deberemos obtener los siguientes parámetros.

S5.7.3.1.1

$$A_{ps} := A_T \cdot 9 \cdot 4 = 72.382 \text{ cm}^2$$

$$f_{pu} := f_y = (1.86 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_c = 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b := bf = 0.6 \text{ m}$$

$$b_w := b_w = 0.18 \text{ m}$$

$$h_f := H_{AlaSup} = 0.15 \text{ m}$$

$$k := 0.28$$

C5.7.3.1.1-1

$$d_p := H_{viga} - y_{cg} = 2.286 \text{ m} \quad H_{viga} = 2.45 \text{ m}$$

$$\beta_1 := 0.85 - 0.05 \cdot 1 = 0.8$$

C5.7.2.2

$$C := \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} - 0.85 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} = 1.953 \text{ m}$$

$$a := C \cdot \beta_1 = 1.563 \text{ m} \quad H_{viga} = 2.45 \text{ m}$$

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } a \leq h_f \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{ "No cumple" }$$

Por lo tanto, tenemos una sección T. Y se procede a calcular el esfuerzo promedio en el acero.

S5.7.3.1

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{C}{d_p}\right) = (1.415 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi := 1$$

S5.5.4.2

Calculamos la resistencia nominal a flexión Mn

$$\phi M_n := \phi \cdot \left( A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + 0.85 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f \cdot \left( \frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right)$$

S5.7.3.2.2-1

$$\phi M_n = (1.674 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } \phi M_n \geq M_{U.R1} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{ "Cumple" }$$

## 10. Diseño a corte

El diseño al corte debe ser realizado para el estado límite de RESISTENCIA I. Realizaremos una optimización por tercios. Mientras los tercios exteriores serán los más cargados y las comprobaciones se las realizara para un lugar inmediatamente siguiente al apoyo. También se comprobará las solicitaciones para  $x=13m$ , el cual regirá para el tercio medio. A continuación, se presentan los datos mayorados para el corte ultimo que fueron obtenidos en el capítulo 5, primero para los tercios exteriores.

$$V_u := 193.35 \text{ tonne}$$

Se deberá comprobar que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

### 10.1 Cálculo de resistencia nominal al corte $V_n$ (tercio exterior).

La resistencia nominal al corte obedece la siguiente ecuación:

$$V_n := V_c + V_s$$

S5.8.3.3-1

$V_c$  será obtenido como indica S5.8.3.4.3

$$V_c := \min(V_{ci}, V_{cw})$$

$V_{ci}$  será obtenido como indica S5.8.3.4.3-1

$$V_{ci} := 0.02 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_v \cdot d_v + V_d + V_i \cdot \frac{M_{cre}}{M_{max}}$$

Para lo cual iremos calculando los parámetros necesarios.

$b_v$  será la suma del ancho de alma menos 1/4 de los ductos con lechada.

$$b_v := b_w - \frac{1}{4} \cdot (0.048 \text{ m} + 0.63 \text{ cm}) = 0.166 \text{ m}$$

S5.8.2.9

$d_v$  es la profundidad efectiva de corte.

$$d_v := \max\left(\frac{\phi M_n}{A_{ps} \cdot f_{ps}}, 0.9 \cdot (H_{viga} - y_{cg}), 0.72 \cdot H_{viga}\right) = 2.058 \text{ m}$$

S5.8.2.9

$V_d$  es el corte sin factorar.

$$V_d := 141.79 \text{ tonne}$$

$M_{max}$  es el momento factorado producido por las cargas externas

$$M_{max} := 95.66 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Vi es el corte en la sección de interés debido a cargas externas.

$$V_i := 103.84 \text{ tonne}$$

$$M_{cre} := S_C \cdot \left( f_r + f_{cpe} - \frac{M_{dnc}}{S_{NC}} \right) = (1.666 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

S5.8.4.4.3-2

Para que Vci aplique se debe cumplir la siguiente condición. Debido a que la ecuación busca determinar la resistencia al fisuramiento del hormigón debido a la flexión.

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } \frac{M_{cre}}{M_{max}} \leq 1 \\ \quad \parallel \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{“No cumple”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“No cumple”}$$

Por lo que Vci no contrala y el que contrala es Vcw. Procedemos a realizar el cálculo de Vcw. Para ingresar la formula en kg/cm<sup>2</sup> se cambia el primer factor por 0.93.

S5.8.3.4.3-3

$$V_{cw} := (0.93 \cdot \sqrt{f'_c} + 0.3 \cdot f_{pc}) \cdot b_v \cdot d_v + V_p$$

El esfuerzo de compresión al centroide de la sección:

$$f_{pc} := \frac{F}{A_C} = 66.323 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La componente vertical de la fuerza de presfuerzo, Vp. Para lo cual primero debemos calcular el ángulo a 1m del apoyo.

$$\tan^{-1} \left( 2 \cdot \frac{e_{20}}{\left(\frac{L}{2}\right)^2} \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right) \right) \quad e_{20} = 0.983 \text{ m}$$

$$L = 40 \text{ m}$$

$$\alpha := 5.33 \text{ deg}$$

$$x := 1 \text{ m}$$

$$V_p := F \cdot \sin(\alpha) = 71.8 \text{ tonne}$$

$$V_{cw} := \left( 0.93 \cdot \sqrt{350} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 0.3 \cdot f_{pc} \right) \cdot b_v \cdot d_v + V_p = 199.516 \text{ tonne}$$

$$V_c := V_{cw}$$

Una vez calculado el aporte del hormigón al corte podemos, y conociendo la demanda podemos calcular el acero necesario.

$$\phi := 0.9$$

S5.5.4.2.1

$$V_s := \frac{V_u}{\phi} - V_c = 15.318 \text{ tonne}$$

$$A_v := \frac{V_s}{f_y \cdot d_v \cdot \cot(\theta)}$$

C5.8.3.3-1

Para lo cual realizamos el cálculo de la cotangente de teta, que debe ser menor que 1.8.

S5.8.3.4.3-4

$$f_{pc} \cdot g = 0.943 \text{ ksi}$$

$$f'c \cdot g = 4.978 \text{ ksi}$$

$$\cot(\theta) := 1.0 + 3 \left( \frac{0.943}{\sqrt{4.978}} \right) = 2.268$$

$$\cot(\theta) := 1.8$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de fluencia  
de acero de refuerzo.

$$A_v := \frac{V_s}{f_y \cdot d_v \cdot 1.8} = 0.985 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se realiza el chequeo del mínimo.

S5.8.2.5-1

$$A_{v.min} := 0.0316 \cdot \sqrt{5} \text{ ksi} \cdot \frac{b_v}{60 \text{ ksi}} = 1.96 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_v := \max(A_v, A_{v.min}) = 1.96 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Por lo tanto, se utiliza el mínimo. Se utilizarán varillas de 10mm.

$$\phi_{var} := 10 \text{ mm}$$

$$A_{var} := \frac{\pi \cdot \phi_{var}^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento será:

$$S_{req} := \frac{A_{var}}{A_v} = 40.073 \text{ cm}$$

$$S_{dis} := 35 \text{ cm}$$

Se realiza el chequeo de separación máxima de la armadura transversal. Para esto debemos calcular la tensión de corte del hormigón  $v_u$ :

$$v_u := \frac{V_u - \phi \cdot V_p}{\phi \cdot b_v \cdot d_v} = 41.769 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

114  
S5.8.2.9-1

Comprobamos la siguiente condición:

$$v_u < 0.125 \cdot f'c$$

S5.8.2.7-1

$$Evaluacion := \begin{cases} \text{if } v_u < 0.125 \cdot f'c \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$Evaluacion = \text{"Cumple"}$$

Debido a que no se cumpla la condición, el espaciamiento máximo será el siguiente:

$$S_{max} := \min(0.4 \cdot d_v, 300 \text{ mm}) = 300 \text{ mm}$$

S5.8.2.7-2

$$S_{dis} := \min(S_{max}, S_{dis}) = 0.3 \text{ m}$$

$$A_v := \frac{A_{var}}{S_{dis}} = 2.618 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$V_s := A_v \cdot fy \cdot d_v \cdot 1.8 = 180.352 \text{ tonne}$$

$$V_n := \phi \cdot (V_s + V_c) = 341.881 \text{ tonne}$$

Por tanto, se utilizará una varilla  $\phi 10@300\text{mm}$ .

## 10.2 Calculo de resistencia nominal al corte Vn (tercio medio).

$$V_u := 85.56 \text{ tonne}$$

La resistencia nominal al corte obedece la siguiente ecuación:

$$V_n := V_c + V_s$$

S5.8.3.3-1

Vc será obtenido como indica S5.8.3.4.3

$$V_c := \min(V_{ci}, V_{cw})$$

Para realizar el cálculo de Vci, se tendrá que obtener la resistencia nominal a flexión en x=13m. Comenzamos con el cálculo de la excentricidad en x=13m, para esto usamos la ecuación de la parábola.

S5.8.3.4.3-3

$$k_{13} := \frac{e_{20}}{\left(\frac{L}{2}\right)^2} = 0.002 \frac{1}{\text{m}}$$

$$x_{13} := 7 \text{ m}$$

Se toma en cuenta  
que el centro de la luz  
es (0,0)

$$y := k_{13} \cdot \left( \frac{L}{2} - x_{13} \right)^2 = 0.415 \text{ m}$$

$$e_{13} := e_{20} - y = 0.568 \text{ m}$$

Procedemos al cálculo de la profundidad C.

S5.7.3.1.1

$$A_{ps} := A_T \cdot 9 \cdot 4 = 72.382 \text{ cm}^2$$

$$f_{pu} := fy = (1.86 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

$$b := bf = 0.6 \text{ m}$$

$$b_w := b_w = 0.18 \text{ m}$$

$$h_f := H_{AlaSup} = 0.15 \text{ m}$$

$$k := 0.28$$

C5.7.3.1.1-1

$$d_p := H_{viga} - C \cdot g_{inf} + e_{13} = 1.871 \text{ m} \quad H_{viga} = 2.45 \text{ m}$$

$$\beta_1 := 0.85 - 0.05 \cdot 1 = 0.8 \quad C \cdot g_{inf} = 1.146 \text{ m}$$

C5.7.2.2

$$C := \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} - 0.85 \cdot f'c \cdot (b - b_w) \cdot h_f}{0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b_w + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} = 1.84 \text{ m}$$

S5.7.3.1.1-3

$$a := C \cdot \beta_1 = 1.472 \text{ m}$$

*Evaluacion* := if  $a \leq h_f$   
                   || "Cumple"  
                   else  
                   || "No cumple"

*Evaluacion* = "No cumple"

Por lo tanto, tenemos una sección T. Y se procede a calcular el esfuerzo promedio en el acero.

S5.7.3.1

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left( 1 - k \cdot \frac{C}{d_p} \right) = (1.348 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi := 1$$

S5.5.4.2

Calculamos la resistencia nominal a flexión Mn

$$\phi M_n := \phi \cdot \left( A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left( d_p - \frac{a}{2} \right) \right) = (1.107 \cdot 10^6) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

S5.7.3.2.2-1

Una vez calculado Mn podemos calcular la profundidad efectiva de corte dv:

$$b_v := b_w - \frac{1}{4} \cdot (0.048 \text{ m} + 0.63 \text{ cm}) = 0.166 \text{ m}$$

dv es la profundidad efectiva de corte.

$$d_v := \max \left( \frac{\phi M_n}{A_{ps} \cdot f_{ps}}, 0.9 \cdot (H_{viga} - y_{cg}), 0.72 \cdot H_{viga} \right) = 2.058 \text{ m}$$

S5.8.2.9

Vd es el corte sin factorar.

$$V_d := 61.81 \text{ tonne}$$

Mmax es el momento factorado producido por las cargas externas

$$M_{max} := 485.33 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Vi es el corte en la sección de interés debido a cargas externas.

$$V_i := 57.51 \text{ tonne}$$

$$M_{dnc} := 1001.59 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{cre} := S_C \cdot \left( f_r + f_{cpe} - \frac{M_{dnc}}{S_{NC}} \right) = 769 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

S5.8.4.4.3-2

Para que Vci aplique se debe cumplir la siguiente condición. Debido a que la ecuación busca determinar la resistencia al fisuramiento del hormigón debido a la flexión.

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } \frac{M_{cre}}{M_{max}} \leq 1 \\ \quad \parallel \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{“No cumple”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“No cumple”}$$

Vci no rige.

$$V_{cw} := \left( 0.93 \cdot \sqrt{f'_c} + 0.3 \cdot f_{pc} \right) \cdot b_v \cdot d_v + V_p$$

El esfuerzo de compresión al centroide de la sección:

$$f_{pc} := \frac{F}{A_C} = 66.323 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La componente vertical de la fuerza de presfuerzo,  $V_p$ . Para lo cual primero debemos calcular el ángulo a 1m del apoyo.

$$\tan^{-1} \left( 2 \cdot \frac{e_{20}}{\left(\frac{L}{2}\right)^2} \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right) \right) \quad e_{20} = 0.983 \text{ m}$$

$$L = 40 \text{ m}$$

$$\alpha := 1.97 \text{ deg}$$

$$x := 1 \text{ m}$$

$$V_p := F \cdot \sin(\alpha) = 26.571 \text{ tonne}$$

$$V_{cw} := \left( 0.93 \cdot \sqrt{350} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 0.3 \cdot f_{pc} \right) \cdot b_v \cdot d_v + V_p = 154.286 \text{ tonne}$$

$$V_c := V_{cw}$$

Una vez calculado el aporte del hormigón al corte podemos, y conociendo la demanda podemos calcular el acero necesario.

$$\phi := 0.9$$

$$V_s := \frac{V_u}{\phi} - V_c = -59.219 \text{ tonne}$$

Como se puede observar el aporte al cortante por parte del acero sale como resultado negativo. Esto quiere decir que el hormigón resiste toda la demanda del cortante en esta zona, por lo que no es necesario contar con estribos. Sin embargo, se debe contar los mínimos, así que se realizara el cálculo de refuerzo mínimo y del espaciamiento máximo para determinar lo necesario en el tercio medio.

Se realiza el chequeo del mínimo.

$$A_{v,min} := 0.0316 \cdot \sqrt{5} \text{ ksi} \cdot \frac{b_v}{60 \text{ ksi}} = 1.96 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_v := A_{v,min} = 1.96 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se utilizarán varillas de 10mm.

$$\phi_{var} := 10 \text{ mm}$$

S5.5.4.2.1

S5.8.2.5-1

$$A_{var} := \frac{\pi \cdot \phi_{var}^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento será:

$$S_{req} := \frac{A_{var}}{A_v} = 40.073 \text{ cm}$$

$$S_{dis} := 35 \text{ cm}$$

Se realiza el chequeo de separación máxima de la armadura transversal. Para esto debemos calcular la tensión de corte del hormigón  $v_u$ :

$$v_u := \frac{V_u - \phi \cdot V_p}{\phi \cdot b_v \cdot d_v} = 20.002 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

S5.8.2.9-1

Comprobamos la siguiente condición:

$$v_u < 0.125 \cdot f'c$$

S5.8.2.7-1

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } v_u < 0.125 \cdot f'c \\ \quad \parallel \text{“Cumple”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{“No cumple”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

Debido a que se cumpla la condición, el espaciamiento máximo será el siguiente:

$$S_{max} := \min(0.8 \cdot d_v, 600 \text{ mm}) = 600 \text{ mm}$$

S5.8.2.7-2

$$S_{dis} := \min(S_{max}, S_{dis}) = 0.35 \text{ m}$$

S5.8.2.7-2

$$A_v := \frac{A_{var}}{S_{dis}} = 2.244 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$V_s := A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot 1.8 = 154.587 \text{ tonne}$$

$$V_n := \phi \cdot (V_s + V_c) = 277.986 \text{ tonne}$$

Por tanto, se utilizará una varilla  $\phi 10@350\text{mm}$ .

## **Anexo C: Diseño de viga de acero**

## Diseño de vigas de acero.

### 1. Datos generales.

#### 1.1 Geometría del puente

Longitud del puente	$L := 40 \text{ m}$
Ancho de la vía	$An_{via} := 7.4 \text{ m}$
Ancho del tablero	$An_{tab} := 10 \text{ m}$
Espaciamiento de vigas	$S := 2.5 \text{ m}$
Número de vigas	$N_v := 4$

#### 1.2 Materiales

Resistencia del concreto a la compresión (Tablero)	$f'_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
Limite elástico del acero estructural	$F_y := 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	STabla 6.4.1-1
Resistencia a la tracción del acero estructural	$F_u := 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	STabla 6.4.1-1
Densidad del acero	$W_s := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	STabla 3.5.1-1
Módulo de elasticidad del acero	$E_s := 2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	

## 2. Predimensionamiento de sección de acero.

La sección inicial es seleccionada bajo criterios en su mayoría empíricos. Para diseñadores novatos es un gran momento para pedir guías de diseñadores más experimentados. Se utilizarán dos secciones. 1 desde cada apoyo hasta 10m y otra en la mitad del claro. Estos cálculos se realizarán para la sección en el centro del claro.

### 2.1 Alma

#### 2.1.1 Altura

Se puede utilizar las recomendaciones dadas en la tabla 2.5.2.6.3-1 como referencia. Se debe recordar que la altura obtenida incluye al tablero y las alas. Es importante notar que la altura del alma puede variar considerablemente sin incrementar el costo de la obra.

$$L = 40 \text{ m}$$

$$H := 0.033 \cdot L = 1.32 \text{ m}$$

$$H - t = 1.12 \text{ m}$$

Se selecciona una altura de alma de:

$$h_{alma} := 1 \text{ m}$$

#### 2.1.2 Espesor

Se utilizará un espesor constante. El espesor se buscará sea el necesario para cubrir los requerimientos de corte en el estado límite de resistencia sin la necesidad de utilizar atiesadores transversales.

$$e_{alma} := 10 \text{ mm}$$

#### 2.1.3 Chequeo de esbeltez para no requerir atiesadores longitudinales.

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad D := h_{alma} \quad t_w := e_{alma}$$

$$\frac{D}{t_w} = 100 \quad \text{OK}$$

### 2.1 Alas

En base a ejemplos observados se ha determinado utilizar los siguientes espesores.

STabla 2.5.2.6.3-1

S6.10.2-1

$$b_{f.sup} := 400 \text{ mm} \quad t_{f.sup} := 60 \text{ mm}$$

$$b_{f.inf} := 420 \text{ mm} \quad t_{f.inf} := 80 \text{ mm}$$

Se debe notar que, en especial, el ancho del ala superior puede ser tomado principalmente por temas constructivos. Considerando las facilidades o dificultades que esté presente a la hora de colocar y determinar una distancia de atiesadores laterales.

La norma específica 4 proporciones de alas que deben ser cumplidas. La primera dada por S6.10.2.2-1, busca prevenir que el ala se distorsione excesivamente cuando es soldada al alma.

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

S6.10.2.2-1

$$\frac{b_{f.sup}}{2 (t_{f.sup})} = 3.333 \quad \text{OK}$$

$$\frac{b_{f.inf}}{2 (t_{f.inf})} = 2.625 \quad \text{OK}$$

La segunda relaciona el ancho del ala con la altura del alma. Esta proporción influye de manera significativa la capacidad en flexión del miembro.

$$b_f \geq \frac{D}{6} \quad \frac{D}{6} = 166.667 \text{ mm}$$

S6.10.2.2-2

$$b_{f.sup} = 400 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$b_{f.inf} = 420 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Para garantizar que las alas provean resistencia al pandeo por corte, se limita el espesor del ala a un mínimo de 1.1 veces el ancho del alma.

$$t_f \geq 1.1 t_w \quad 1.1 t_w = 11 \text{ mm}$$

S6.10.2.2-3

$$t_{f.sup} = 60 \text{ mm} \quad \text{OK} \quad t_{f.inf} = 80 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

La 4ta relación se asegura de la no utilización de secciones extremadamente monosimétricas, lo cual nos ayuda con proporciones de alas más eficientes. Además, proporciona mayor constructibilidad.

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$$

S6.10.2.2-4

Donde:  $I_{yc}$  = Momento de inercia del ala en compresión con respecto al eje y.

$I_{yt}$  = Momento de inercia del ala en tensión con respecto al eje y.

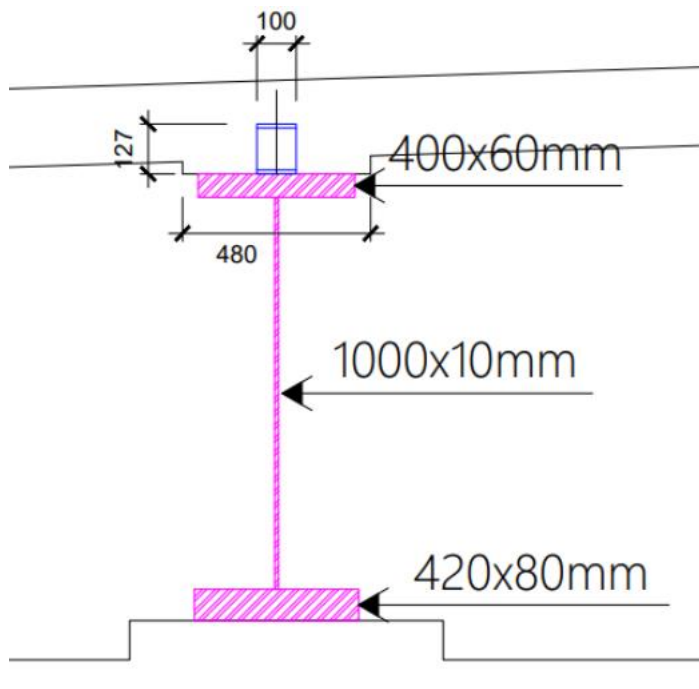
$$I_{yc} := t_{f.sup} \cdot \frac{b_{f.sup}^3}{12} = (3.2 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$$

$$I_{yt} := t_{f.inf} \cdot \frac{b_{f.inf}^3}{12} = (4.939 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 0.648 \quad \text{OK}$$

Se presenta el diagrama de la sección y el resume de sus medidas

$$H_{viga} := t_{f.sup} + t_{f.inf} + h_{alma} = 1.14 \text{ m}$$



### 3. Cálculo de factores de distribución.

#### 3.1 Calculo de Kg

Eq.4.6.2.2.1-1

En base a la sección transversal se debe hacer el cálculo de Kg. Para lo cual primero calcularemos la inercia de la sección no compuesta.

Partes	Area (m <sup>2</sup> )	Centroide	AxD	Io	AxY2	Itotal
"Ala sup"	0.03	1.115	0.03345	0.000009	0.01079341564	0.01080241564
"Alma"	0.03	0.585	0.01755	0.0025	0.0001462327112	0.002646232711
"Ala inf"	0.0425	0.0425	0.00180625	0.00002558854167	0.009495738846	0.009521327388
"Suma"	0.1025	0.5151829268	0.05280625	0.002534588542	0.0204353872	0.02296997574

$$A := 0.0676 \text{ m}^2$$

$$I_{c.g} := 0.01696261 \text{ m}^4$$

$$C.g_{inf} := 0.499763314 \text{ m}$$

Centroide de la viga medido desde la cara inferior.

Se tomará la proporción modular "n" entre los materiales de la viga y de la losa como 8, debido a que es acero y hormigón.

$$n := 8$$

El cálculo de  $e_g$ , es la distancia entre los centros de gravedad del tablero y de la viga.

$$e_g := H_{viga} - C.g_{inf} + \frac{t}{2} = 0.74 \text{ m}$$

$$K_g := n \cdot (I_{c.g} + e_g^2 \cdot A) = 0.432 \text{ m}^4$$

#### 3.2 Calculo de factores de distribución de momento para vigas interiores.

Factor de distribución	Vigas exteriores		Vigas interiores	
	1 carril cargado	2 o mas carriles cargados	1 carril cargado	2 o mas carriles cargados
$N_v \geq 4$	Regla de la palanca	$m g_{ext} = e \cdot m g_{int}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$	$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$

Utilizando la tabla que se muestra, que es derivada de las tablas presentadas en S4.6.2.2.1, obtendremos los factores de distribución. Primero chequearemos el rango de aplicabilidad:

$$1100 \leq S \leq 4900$$

$$S = (2.5 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$110 \leq t \leq 300$$

$$t = 200 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$6000 \leq L \leq 73000$$

$$L = (4 \cdot 10^4) \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$N_v \geq 4$$

$$N_v = 4 \quad \text{Ok}$$

$$4 \cdot 10^9 \leq K_g \leq 3 \cdot 10^{12}$$

$$K_g = (4.32 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4 \quad \text{Ok}$$

3.2.1 Para un carril cargado:

$$g_{int.1.Mom} := 0.06 + \left( \frac{S}{4300 \text{ mm}} \right)^{0.4} \cdot \left( \frac{S}{L} \right)^{0.3} \cdot \left( \frac{K_g}{L \cdot t^3} \right)^{0.1} = 0.421$$

3.2.2 Para dos carriles cargados:

$$g_{int.2.Mom} := 0.075 + \left( \frac{S}{2900 \text{ mm}} \right)^{0.6} \cdot \left( \frac{S}{L} \right)^{0.3} \cdot \left( \frac{K_g}{L \cdot t^3} \right)^{0.1} = 0.485$$

$$g_{int.Mom} := \max(g_{int.1.Mom}, g_{int.2.Mom}) = 0.485$$

No se realizará el cálculo para vigas exteriores puesto que solo se realizará el diseño para una viga interior considerándola como la más crítica.

### 3.3 Cálculo de factores de distribución de corte para vigas interiores.

Factor de distribución	Vigas exteriores		Vigas interiores	
	1 carril cargado	2 o mas carriles cargados	1 carril cargado	2 o mas carriles cargados
$N_b \geq 4$	Regla de la palanca	$m g_{ext} = e \cdot m g_{int}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 - \left( \frac{S}{10700} \right)^2 + \frac{S}{3600}$

Al igual que para momento, la tabla es derivada de las tablas presentadas en S4.6.2.2.1.

3.3.1 Para un carril cargado:

$$g_{int.1.Cort} := 0.36 + \frac{S}{7600 \text{ mm}} = 0.689$$

3.3.2 Para dos carriles cargados:

$$g_{int.2.Cort} := 0.2 - \left( \frac{S}{10700 \text{ mm}} \right)^2 + \frac{S}{3600 \text{ mm}} = 0.84$$

$$g_{int.Cort} := \max(g_{int.1.Cort}, g_{int.2.Cort}) = 0.84$$

*FactorDist*   *VigaInt*

---

“Momento ”   0.485

“Corte”   0.84

#### 4. Cálculo de pesos:

La carga muerta que resistirá la viga esta dividida en dos etapas. La etapa simple que es cuando la viga resiste por si sola las cargas, antes de que el hormigón de la losa se haya endurecido y la etapa compuesta cuando losa y viga actúan como una sección compuesta.

##### 4.1 Pesos etapa 1.

Peso de la losa:

$$P_{losa.int} := S \cdot t \cdot W_{ha} = 1.2 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

Peso del pedestal:

$$\begin{aligned} ancho &:= b_{f.sup} = 0.4 \text{ m} \\ espesor &:= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$P_h := ancho \cdot espesor \cdot W_{ha} = 0.048 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

El espesor del pedestal es variable a lo largo del puente, siendo mínimo cercano a la mitad del vano. Se considera de espesor constante a fin de simplificar los cálculos. Además, se es conservador con esta consideración. Algunas jurisdicciones pueden asumir que varía de manera parabólica.

Peso del encofrado:

$$W_{enco} := 73 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad b_{f.sup} = 0.4 \text{ m}$$

$$S = 2.5 \text{ m}$$

$$P_{enco} := W_{enco} \cdot (S - b_{f.sup}) = 0.153 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

Diversos pesos:

Aquí se tomará en cuenta los pesos por atizadores, arrostramientos y cualquier otro peso producido por el acero estructural.

$$P_{dive} := 0.0223 \frac{\text{kg}}{\text{mm}} = 0.022 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

Peso de la viga:

$$\begin{aligned} P_{viga} &:= W_s \cdot A = 0.531 \frac{\text{tonne}}{\text{m}} \\ W_s &= (7.85 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \end{aligned}$$

#### 4.2 Pesos etapa 2.

Peso de la barrera

$$P_{barr} := An_{barr} \cdot H_{barr} \cdot W_{ha} \cdot 2 = 1.44 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

Se supondrá que tanto la carga de la barrera, aceras y capa de rodadura se distribuye de manera igual a todas las vigas.

$$P_{barr} := \frac{P_{barr}}{N_v} = 0.36 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

Peso de la acera y capa de rodadura

$$P_{aycr} := An_{acera} \cdot H_{acera} \cdot \frac{W_{ha}}{N_v} \cdot 2 + Esp_{crod} \cdot W_{crod} \cdot \frac{An_{via}}{N_v} = 0.612 \frac{\text{tonne}}{\text{m}}$$

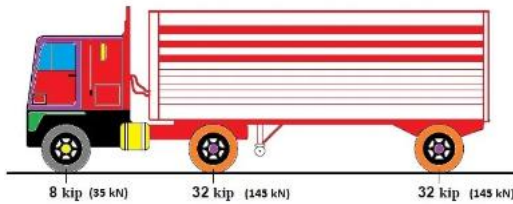
## 5. Cálculo de momentos, cortantes y esfuerzos:

### 5.1 Estimación del momento máximo para carga viva:

Se realizará la estimación del momento máximo producido por un tren de carga HL-93. Se utilizará la teoría del teorema de Barre y líneas de influencia.

Momento máximo 1 línea de carga HL-93 (Sentido long.)

S3.6.1.1.2-1



$$q := 0.95 \frac{\text{tonne}}{\text{m}} \quad \text{Carga distribuida de vehículos livianos}$$

$$R := (3.63 + 2 \cdot 14.52) (1.33) \text{ tonne} = 43.451 \text{ tonne}$$

$$x_{R1} := \frac{14.52 \cdot 4.3 (1.33) \cdot \text{tonne} \cdot \text{m}}{R} = 1.911 \text{ m}$$

$$x_{R2} := \frac{14.52 \cdot 8.6 (1.33) \cdot \text{tonne} \cdot \text{m}}{R}$$

$$x_R := x_{R1} + x_{R2} = 5.733 \text{ m}$$

$$C_k := x_R - 4.27 \text{ m} = 1.463 \text{ m}$$

$$C_{k,2} := \frac{C_k}{2} = 0.732 \text{ m}$$

$$z_k := \frac{\left(\frac{R}{L}\right) \cdot (L - C_k) + q \cdot \frac{L}{2}}{\left(\frac{2 \cdot R}{L}\right) + q} = 19.491 \text{ m}$$

$$M_{k,max} := \frac{\left(\left(\frac{R}{L}\right) \cdot (L - C_k) + q \cdot \frac{L}{2}\right)^2}{\left(\frac{4 \cdot R}{L}\right) + 2 q} - (3.63) (1.33) \text{ tonne} \cdot 4.3 \text{ m}$$

$$M_{k,max} = 572.364 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

## 5.2 Calculo de momentos:

Se debe realizar una distinción entre los pesos que soportara la sección compuesta y la no compuesta. Por un lado, la sección no compuesta (solo viga), se produce cuando el concreto de la losa no se ha endurecido todavía, por ende, no contribuye a la resistencia del tablero. La sección no compuesta soportara los pesos: p.p de la viga, peso de la losa, pesos varios utilizados en las construcciones con acero y peso del pedestal. Una vez la losa se haya endurecido, el tablero actuara en conjunto con la viga para resistir los pesos restantes: barreras, capa de rodadura, aceras.

El cálculo de la carga muerta fue realizado con estática básica. Simplemente con las ecuaciones de una carga uniformemente distribuida sobre una viga simplemente apoyada. Las cargas y su determinación son las presentadas en la sección 4.

Por otro lado, el cálculo de la carga viva para un puente simplemente apoyado en diferentes puntos de interés fue un proceso realizado con líneas de influencia. Se tuvo que realizar una programación, para la cual se utilizó MatLab, en la que se escogía una sección a analizar. Dentro de esta sección se comenzaba a mover el camión de diseño como un tren de carga a lo largo del puente, a fin de conocer el lugar donde el camión producía el momento mayor. Se escogió para cada sección analizada el lugar donde el camión producía el momento máximo y ese valor es el momento máximo es el presentado en las tablas. Se realizo tanto para el camión presentado en S3.6.1.2.2 para la carga viva HL-93 y para el camión de fatiga, explicado en S3.6.1.4.

Debido a que la viga exterior resiste menos peso que la viga interior solo se analizara las vigas interiores como las más críticas.

Se analizo 40 puntos a lo largo del puente, uno cada metro. Se mostrarán los 20 primeros puntos conociendo en la segunda mitad es un espejo de la primera.

Sin Factorar											
Ubicacion	No compuesta				Compuesta						
	Viga	Losa y cartelas	Pesos diversos (incluye encofrado)	Total. No comp	Barrera	Capa de rodadura y acera	Carga viva (HL-93)	Sobrecarga vehicular	IM33%+Sob reCarg (HL-93)	Carga viva (Fatiga)	IM15%+Sob reCarg (Fat)
m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	15.70	24.57	3.28	43.54	7.02	11.93	29.51	18.53	57.78	27.38	50.01
2.00	30.59	47.88	6.38	84.85	13.68	23.26	57.39	36.10	112.43	53.13	97.19
3.00	44.68	69.93	9.32	123.93	19.98	33.97	83.64	52.73	163.96	77.24	141.55
4.00	57.96	90.72	12.10	160.78	25.92	44.06	108.25	68.40	212.37	99.72	183.07
5.00	70.44	110.25	14.70	195.39	31.50	53.55	131.22	83.13	257.65	120.56	221.77
6.00	82.11	128.52	17.14	227.77	36.72	62.42	152.57	96.90	299.82	139.77	257.64
7.00	92.98	145.53	19.40	257.91	41.58	70.69	172.28	109.73	338.86	157.35	290.68
8.00	103.04	161.28	21.50	285.82	46.08	78.34	190.36	121.60	374.78	173.30	320.89
9.00	112.30	175.77	23.44	311.50	50.22	85.37	206.80	132.53	407.57	187.61	348.27
10.00	120.75	189.00	25.20	334.95	54.00	91.80	221.61	142.50	437.24	200.65	373.25
11.00	128.40	200.97	26.80	356.16	57.42	97.61	234.79	151.53	463.79	213.29	396.81
12.00	135.24	211.68	28.22	375.14	60.48	102.82	246.33	159.60	487.22	224.30	417.54
13.00	141.28	221.13	29.48	391.89	63.18	107.41	256.24	166.73	507.53	233.67	435.45
14.00	146.51	229.32	30.58	406.41	65.52	111.38	265.30	172.90	525.75	241.41	450.53
15.00	150.94	236.25	31.50	418.69	67.50	114.75	273.11	178.13	541.36	247.52	462.77
16.00	154.56	241.92	32.26	428.74	69.12	117.50	279.29	182.40	553.86	251.99	472.19
17.00	157.38	246.33	32.84	436.55	70.38	119.65	283.84	185.73	563.23	254.84	478.79
18.00	159.39	249.48	33.26	442.13	71.28	121.18	286.75	188.10	569.48	256.04	482.55
19.00	160.60	251.37	33.52	445.48	71.82	122.09	288.03	189.53	572.61	255.62	483.48
20.00	161.00	252.00	33.60	446.60	72.00	122.40	287.68	190.00	572.61	253.56	481.59

Cálculo de momentos factorados:

STabla3.4.1-1

Para obtener las cargas aplicadas se utilizó las combinaciones de carga y factores de carga. Como ya se especificó antes se utilizará:

Resistencia I (1.25DC+1.5DW+1.75LL)

Servicio II (1.0DC+1.0DW+1.3LL)

Fatiga (0.75LL)

Factorado					
Ubicacion	Resistencia I		Servicio II		Fatiga
	NC	Comp	NC	Comp	Comp
m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.90	54.43	78.54	43.54	57.48	37.51
3.64	106.07	152.92	84.85	111.91	72.90
5.22	154.91	223.12	123.93	163.29	106.16
6.67	200.97	289.15	160.78	211.61	137.31
8.00	244.23	351.01	195.39	256.88	166.33
6.00	284.71	408.70	227.77	299.09	193.23
7.00	322.39	462.21	257.91	338.25	218.01
8.00	357.28	511.56	285.82	374.35	240.67
9.00	389.38	556.73	311.50	407.40	261.21
10.00	418.69	597.74	334.95	437.40	279.93
11.00	445.20	634.57	356.16	464.34	297.61
12.00	468.93	667.23	375.14	488.22	313.16
13.00	489.86	695.72	391.89	509.06	326.59
14.00	508.01	720.97	406.41	527.52	337.89
15.00	523.36	742.51	418.69	543.29	347.08
16.00	535.92	759.88	428.74	555.99	354.15
17.00	545.69	773.08	436.55	565.64	359.09
18.00	552.67	782.11	442.13	572.24	361.91
19.00	556.85	786.97	445.48	575.79	362.61
20.00	558.25	787.66	446.60	576.27	361.19

$$M_{RI,NC} := 489.67 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{RI,C} := 765.62 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{T,RI} := M_{RI,NC} + M_{RI,C}$$

$$M_{T,RI} = (1.255 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{SI,NC} := 391.73 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{SI,C} := 559.90 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{T,SI} := M_{SI,NC} + M_{SI,C}$$

$$M_{T,SI} = 951.63 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_F := 361.19 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

### 5.3 Calculo de cortantes:

Pto	Ubicacion	No compuesta				Compuesta				
		Viga	Losa y haunch	Pesos diversos (incluye encofrado)	Total. No comp	Barrera	Capa de rodadura y acera	Carga Viva MAX (HL-93)	Sobrecarga vehicular	IM33%+SobreCarg MAX (HL-93)
		m	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton
0.00	0.00	11.62	25.20	3.36	40.18	7.20	12.24	30.33	19.00	59.34
1.00	1.00	11.04	23.94	3.19	38.17	6.84	11.63	29.51	18.05	57.30
2.00	2.00	10.46	22.68	3.02	36.16	6.48	11.02	28.70	17.10	55.26
3.00	3.00	9.88	21.42	2.86	34.15	6.12	10.40	27.88	16.15	53.23
4.00	4.00	9.30	20.16	2.69	32.14	5.76	9.79	27.06	15.20	51.19
5.00	5.00	8.72	18.90	2.52	30.14	5.40	9.18	26.24	14.25	49.16
6.00	6.00	8.13	17.64	2.35	28.13	5.04	8.57	25.43	13.30	47.12
7.00	7.00	7.55	16.38	2.18	26.12	4.68	7.96	24.61	12.35	45.08
8.00	8.00	6.97	15.12	2.02	24.11	4.32	7.34	23.79	11.40	43.05
9.00	9.00	6.39	13.86	1.85	22.10	3.96	6.73	22.98	10.45	41.01
10.00	10.00	5.81	12.60	1.68	20.09	3.60	6.12	22.16	9.50	38.97
11.00	11.00	5.23	11.34	1.51	18.08	3.24	5.51	21.34	8.55	36.94
12.00	12.00	4.65	10.08	1.34	16.07	2.88	4.90	20.53	7.60	34.90
13.00	13.00	4.07	8.82	1.18	14.06	2.52	4.28	19.71	6.65	32.87
14.00	14.00	3.49	7.56	1.01	12.05	2.16	3.67	18.89	5.70	30.83
15.00	15.00	2.91	6.30	0.84	10.05	1.80	3.06	18.08	4.75	28.79
16.00	16.00	2.32	5.04	0.67	8.04	1.44	2.45	17.26	3.80	26.76
17.00	17.00	1.74	3.78	0.50	6.03	1.08	1.84	16.44	2.85	24.72
18.00	18.00	1.16	2.52	0.34	4.02	0.72	1.22	15.63	1.90	22.68
19.00	19.00	0.58	1.26	0.17	2.01	0.36	0.61	14.81	0.95	20.65
20.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.99	0.00	18.61

Cálculo de cortantes factorados:

STabla3.4.1-1

Se utilizará:

Resistencia I (1.25DC+1.5DW+1.75LL)

Servicio II (1.0DC+1.0DW+1.3LL)

Ubicacion	Resistencia I		Servicio II	
	NC	Comp	NC	Comp
	m	ton-m	ton-m	ton-m
0.00	50.23	114.59	40.18	51.68
1.00	47.71	110.22	38.17	49.61
2.00	45.20	105.86	36.16	47.53
3.00	42.69	101.50	34.15	45.45
4.00	40.18	97.14	32.14	43.37
5.00	37.67	92.78	30.14	41.29
6.00	35.16	88.42	28.13	39.21
7.00	32.65	84.06	26.12	37.13
8.00	30.14	79.69	24.11	35.06
9.00	27.62	75.33	22.10	32.98
10.00	25.11	70.97	20.09	30.90
11.00	22.60	66.61	18.08	28.82
12.00	20.09	62.25	16.07	26.74
13.00	17.58	57.89	14.06	24.66
14.00	15.07	53.53	12.05	22.58
15.00	12.56	49.17	10.05	20.51
16.00	10.05	44.80	8.04	18.43
17.00	7.53	40.44	6.03	16.35
18.00	5.02	36.08	4.02	14.27
19.00	2.51	31.72	2.01	12.19
20.00	0.00	27.36	0.00	10.11

#### 5.4 Propiedades de sección compuesta:

Una sección compuesta será la que maneja dos tipos de materiales diferentes entre sus elementos. En este caso el acero (vigas) y el hormigón (losa). Como ya se especificó, la sección compuesta será en la cual la losa y la viga actúan en conjunto para soportar las cargas, por lo cual, las propiedades de la sección cambian. Para calcular estas nuevas propiedades se utiliza la proporción modular "n", la cual ya fue obtenida en el paso 3.

La sección compuesta es conformada por la viga de acero y el ancho efectivo de la losa. Este ancho efectivo es el que se convierte en un área de acero gracias a la proporción modular "n". Además, debemos tomar en consideración que la sección compuesta se comporta de manera diferente en dependencia con el tiempo. Existe la sección compuesta a corto plazo, en donde la losa completa ayuda a soportar las cargas y se utiliza la proporción modular obtenida de 8. Conforme pasa el tiempo, y para tomar en cuenta los efectos creep, se utiliza una proporción modular de 3n. Para elegir cual se utilizará en los cálculos se debe obtener ambos y el que produzca los mayores esfuerzos será el más crítico.

Comúnmente al utilizar la proporción modular de 3n se obtendrá mayores esfuerzos en la viga. Mientras que utilizando la proporción n, típicamente la losa tiene mayores esfuerzos.

##### 5.4.1 Ancho de ala efectivo.

Para vigas interiores.

$$1) \frac{1}{4} \cdot L = 10 \text{ m}$$

$$12 \cdot t + t_w = 2.41 \text{ m}$$

$$2) 12 \cdot t + \frac{b_{f.sup}}{2} = 2.6 \text{ m}$$

$$3) S = 2.5 \text{ m}$$

$$An_{eff} := \min(10 \text{ m}, 2.41 \text{ m}, 2.5 \text{ m}) = 2.41 \text{ m}$$

S4.6.2.6

### 5.4.2 Calculo de inercias y módulo de sección (S)

El cálculo de las inercias se hará como ya se conoce, con las consideraciones ya explicadas acerca de la sección compuesta. El módulo de la sección como se conoce será la inercia dividida para el eje centroidal.

Viga sola	Area	Centroide	a*d	Io	A*y2	Itotal
Ala sup	0.024	1.11	0.02664	0.0000072	0.008937332	0.008944532
Alma	0.01	0.58	0.0058	0.000833333	6.43793E-05	0.000897713
Ala inf	0.0336	0.04	0.001344	0.00001792	0.007102445	0.007120365
Suma	0.0676	0.499763314	0.033784	0.000858453	0.016104156	0.01696261
Compuesta (3n)	Area	Centroide	a*d	Io	A*y2	Itotal
Viga	0.0676	0.499763314	0.033784	0.01696261	0.001968133	0.018930742
Losa (0.2*2.41/24)	0.02025	1.24	0.02511	0.0000675	0.006570162	0.006637662
Total	0.08785	0.670392715	0.058894	0.01703011	0.008538295	0.025568405
Compuesta (n)	Area	Centroide	a*d	Io	A*y2	Itotal
Viga	0.0676	0.499763314	0.033784	0.01696261	0.008298292	0.025260902
Losa (0.2*2.425/8)	0.06075	1.24	0.07533	0.0002025	0.009233984	0.009436484
Total	0.12835	0.850128555	0.109114	0.01716511	0.017532277	0.034697386
Seccion	d (dist. Centroid. desde abajo viga)	d (dist. Centroid. desde arriba viga)	d (dist. Centroid. desde el tope de la losa)	S (desde el top de la losa) m^3	S (desde abajo de la viga) m^3	S (desde arriba de la viga) m^3
Viga	0.499763314	0.640236686	0.890236686	0.019054045	0.033941286	0.026494279
Compuesta (3n)	0.670392715	0.469607285	0.719607285	0.035531053	0.038139443	0.054446355
Compuesta (n)	0.850128555	0.289871445	0.539871445	0.064269719	0.040814282	0.119699221

$$S_{vig.inf} := 0.03394 \text{ m}^3 \quad S_{vig.sup} := 0.026494 \text{ m}^3 \quad S_{vig.los} := 0.01901 \text{ m}^3$$

$$S_{3n.inf} := 0.03814 \text{ m}^3 \quad S_{3n.sup} := 0.05445 \text{ m}^3 \quad S_{3n.los} := 0.03553 \text{ m}^3$$

$$S_{n.inf} := 0.04081 \text{ m}^3 \quad S_{n.sup} := 0.1197 \text{ m}^3 \quad S_{n.los} := 0.06426 \text{ m}^3$$

### 5.3.3 Esfuerzos máximos

Se realizará el ejemplo para el esfuerzo en el tope de la viga con el estado de RESISTENCIA I y se tendrá el resto enumerado en una tabla. Para el cálculo se utilizan los momentos en el punto crítico (20m) sin factorar.

$$M_{N.C} := 395.5 \text{ tonne} \cdot \text{m} \quad M_{barr} := 72 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{CR} := 122.40 \text{ tonne} \cdot \text{m} \quad M_{HL93} := 572.61 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Muerta no compuesta:

$$f_{NC} := \frac{-M_{N.C}}{S_{vig.sup}} = -1.493 \cdot 10^7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Barrera:

$$f_{barr} := \frac{-M_{barr}}{S_{3n.sup}} = -1.322 \cdot 10^6 \frac{kg}{m^2}$$

Capa de rod.:

$$f_{cr} := \frac{-M_{CR}}{S_{3n.sup}} = -2.248 \cdot 10^6 \frac{kg}{m^2}$$

LL:

$$f_{LL} := \frac{-M_{HL93}}{S_{n.sup}} = -4.784 \cdot 10^6 \frac{kg}{m^2}$$

Facturación para resistencia 1.

$$f_{RI} := 1.25 \cdot (f_{NC} + f_{barr}) + 1.5 f_{cr} + 1.75 f_{LL} = -3.206 \cdot 10^7 \frac{kg}{m^2}$$

Resumen

Esfuerzos de efectos combinados en pto. Critico.			
Sin Factorar			
Carga	Momento ton-m	F.inf.vig kg/m <sup>2</sup>	F.sup.vig kg/m <sup>2</sup>
CMNo compuesta	395.5	11652.4754	-14927.7509
Barrera	72	1887.809422	-1322.40258
Capa de rodadura	122.4	3209.276018	-2248.08439
LL-HL93	572.61	14029.6479	-4783.7404
LL-Fatiga	481.59	11799.54617	-4023.33445
Factorado			
Estado limites	Momento ton-m	F.inf.vig kg/m <sup>2</sup>	F.sup.vig kg/m <sup>2</sup>
Resistencia I	1385.16	46291.15389	-32056.3641
Servicio II	966.15	30779.20875	-23281.9782
Fatiga	361.19	8849.659629	-3017.50084

$$f_c := -14864.83 \frac{kg}{m^2}$$

$$f_t := 11652.475 \frac{kg}{m^2}$$

## 6. Cálculo de la capacidad de momento plástico y momento de fluencia:

D.6.1

### 6.1 Momento plástico:

El momento plástico será calculado como el momento plástico de las fuerzas con respecto al eje neutral plástico. Se va a utilizar el procedimiento visto en el apéndice D6.1. No se tomará en cuenta el refuerzo longitudinal de la losa para ser más conservadores como indica la norma. A continuación, se muestra el cálculo de las fuerzas plásticas que actúan en la losa ( $P_s$ ), el ala de compresión ( $P_c$ ), el alma ( $P_w$ ) y el ala en tensión ( $P_t$ ):

$$P_s := 0.85 f'c \cdot A n_{eff} \cdot t = (1.147 \cdot 10^3) \text{ tonne}$$

$$P_c := Fy \cdot b_{f.sup} \cdot t_{f.sup} = 840 \text{ tonne}$$

$$P_w := Fy \cdot h_{alma} \cdot t_w = 350 \text{ tonne}$$

$$P_t := Fy \cdot b_{f.inf} \cdot t_{f.inf} = (1.176 \cdot 10^3) \text{ tonne}$$

Una vez obtenidas las fuerzas, se las compara para obtener la ubicación del PNA (eje neutral plástico). La tabla D.6.1-1, provee de 7 casos para los cuales evaluar y calcular el momento plástico.

CASO I (PNA en el alma)

$$P_t + P_w \geq P_c + P_s$$

$$P_t + P_w = (1.526 \cdot 10^3) \text{ tonne}$$

$$P_c + P_s = (1.987 \cdot 10^3) \text{ tonne}$$

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } P_t + P_w \geq P_c + P_s \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{ "No cumple" }$$

CASO II (PNA en el ala sup)

$$P_t + P_w + P_c \geq P_s$$

$$P_t + P_w + P_c = (2.366 \cdot 10^3) \text{ tonne}$$

$$P_s = (1.147 \cdot 10^3) \text{ tonne}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Evaluacion} := \text{if } P_t + P_w + P_c \geq P_s \\
 \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

Al obtener que el momento plástico está en el caso II, se procede a calcular Y.

$$Y := \left( \frac{t_{f.sup}}{2} \right) \cdot \left( \frac{P_w + P_t - P_s}{P_c} + 1 \right) = 4.353 \text{ cm}$$

Desde el tope del ala sup.

Para obtener Mp, se necesita primero calcular la distancia entre los centroides de la losa, el alma y el ala en tensión a Y.

$$d_s := Y + 50 \text{ mm} + \frac{t}{2} = 0.194 \text{ m}$$

$$d_w := Y - t_{f.sup} + \frac{h_{alma}}{2} = 48.353 \text{ cm}$$

$$d_t := h_{alma} + \frac{t_{f.inf}}{2} + Y - t_{f.sup} = 1.024 \text{ m}$$

Una vez obtenidas las distancias se procede al cálculo de Mp.

$$M_p := \frac{P_c}{2 \cdot t_{f.sup}} \cdot \left( Y^2 + (t_{f.sup} - Y)^2 \right) + (P_s \cdot d_s + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t)$$

$$M_p = (1.61 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

## 6.2 Momento de fluencia:

D.6.2

El momento de fluencia es el momento que causa la fluencia en cualquiera de las alas. El método nombrado en el apéndice D.6.2 toma en cuenta los diferentes estados de carga y sus momentos (compuesto, no compuesto, etc). Se debe resolver la Eq. D6.2.2-1, despejando Mad, que es el momento de carga muerta que resiste la sección de corto plazo compuesta. Para esto ya se tiene los datos del paso 5 de: momento de carga muerta de la sección no compuesta (Md1), el momento de carga muerta de la sección compuesta a largo plazo (md2). También se necesitan las propiedades de las secciones obtenidas en el capítulo 5.

$$F_{yt} := \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

Al observar los módulos de las secciones, podemos darnos cuenta que si utilizamos el ala superior tendremos un momento mayor debido al valor mayor del módulo para la sección a corto plazo.

$$S_{NC} := S_{vig.inf} = 0.034 \text{ m}^3$$

$$M_{D1} := M_{RLNC} = 489.67 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$S_{LT} := S_{3n.inf} = 0.038 \text{ m}^3$$

$$M_{D2} := M_{RLC} = 765.62 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$S_{ST} := S_{n.inf} = 0.041 \text{ m}^3$$

$$Fy = (3.5 \cdot 10^4) \frac{\text{tonne}}{\text{m}^2}$$

$$M_{AD} := S_{ST} \cdot \left( Fy - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) = 20.346 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

El momento se determina al sumar todos los momentos.

$$M_y := M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = (1.276 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

## 7. Chequeos para Resistencia I:

### 7.1 Flexion:

#### 7.1.1 Determinar sección compacta o no compacta:

Para la determinación utilizaremos la siguiente relación:

$$\frac{2 D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

S.6.10.6.2.2-1

$D_{cp}$  será la profundidad del alma en compresión en el momento plástico. Para lo cual se puede utilizar la ecuación, encontrada en el apéndice D.6.3.2, siendo lo mismo que  $Y$ .

$$Y = 0.044 \text{ m}$$

$$D_{cp} := Y$$

$$\text{Evaluacion} := \text{if } \frac{2 D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \begin{cases} \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{cases}$$

Evaluacion = “Cumple”

Por lo tanto, la sección es compacta.

#### 7.1.2 Chequeo de ductilidad:

S.6.10.7.3

Todas las secciones compactas o no compactas deberán satisfacer la siguiente relación:

$$D_p \leq 0.42 D_t$$

Donde  $D_p$  es la distancia desde el tope de la losa al eje neutral en el momento plástico, y  $D_t$  el alto total de la sección compuesta.

$$D_p := Y + t + 50 \text{ mm} = 0.294 \text{ m}$$

$$D_t := H_{viga} + t = 1.34 \text{ m}$$

$$D_p = 0.294 \text{ m} \leq 0.42 D_t = 0.563 \text{ m} \quad \text{OK}$$

#### 7.1.3 Comparación para estado límite de RESISTENCIA:

S.6.10.7.1.1-1

Para Resistencia I se deberá cumplir la siguiente condición:

$$M_u + \frac{1}{3} f_l \cdot S_{xt} \leq \phi_f \cdot M_n$$



$$\frac{h_{alma}}{t_w} = 100$$

$$3 \cdot h_{alma} = 3 \text{ m} \quad \text{Límite de espaciamiento.}$$

$$d_o := 1.5 \text{ m}$$

Para el cálculo de la resistencia necesitaremos la relación de pandeo por corte C con la resistencia de fluencia por corte. La relación C se determinará en base a las siguientes condiciones, especificadas en S6.10.9.3.2.

*SI*

$$\frac{h_{alma}}{t_w} \leq 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot k}{F_y}}$$

S.6.10.9.3.2-4

*Entonces*

$$C := 1 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{h_{alma}}\right)^2} = 7.222$$

S.6.10.9.3.2-7

$$\text{Evaluacion} := \text{if } \frac{h_{alma}}{t_w} \leq 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot k}{F_y}} \begin{cases} \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“No cumple”}$$

Ya que no cumple, se procede a comprobar la siguiente condición.

*SI*

$$\frac{h_{alma}}{t_w} \leq 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot k}{F_y}}$$

*Entonces*

$$C := \frac{1.12}{\frac{h_{alma}}{t_w}} \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot k}{F_y}}$$

$$\text{Evaluacion} := \text{if } \frac{h_{alma}}{t_w} \leq 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot k}{F_y}} \begin{cases} \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“No cumple”}$$

Al no cumplir se utiliza la siguiente ecuación:

$$C := \frac{1.57}{\left(\frac{h_{alma}}{t_w}\right)^2} \cdot \frac{E_s \cdot k}{F_y} = 0.661$$

$$V_p := 0.58 F_y \cdot h_{alma} \cdot t_w = 203 \text{ tonne}$$

$$V_n := V_p \cdot \left( C + \frac{0.87 \cdot (1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right) = 167.382 \text{ tonne}$$

Vu fue obtenido en el capítulo 5 y corresponde al corte mayorado por resistencia 1

$$V_u := 48.97 \text{ tonne} + 114.59 \text{ tonne} = 163.56 \text{ tonne}$$

$$\phi_v := 1.00 \quad \text{Factor de resistencia de acuerdo a S6.5.4.2}$$

$$Evaluacion := \begin{cases} \text{if } V_u \leq \phi_v \cdot V_n \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$Evaluacion = \text{"Cumple"}$$

## 8. Chequeos para Servicio II:

### 8.1 Deformaciones elásticas:

S.6.10.4.1

Como especifica S.2.5.2.6 el chequeo de la deflexión es opcional para puentes de vigas.

### 8.2 Deformaciones permanentes:

#### 8.2.1 Ala superior de la sección compuesta:

Se deberá cumplir la siguiente condición:

$$f_f \leq 0.95 R_h \cdot Fy$$
$$f_f := \frac{M_{DC1}}{S_{vig.sup}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{n.sup}} + \frac{1.33 \cdot M_{LLIM}}{S_{3n.sup}}$$

S.6.10.4.2.2-1

Los momentos son encontrados en la tabla de momentos sin factorar del capítulo 5, y los módulos de secciones también son encontrados en el capítulo 5.

$$M_{DC1} := M_{N.C} = 395.5 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{DC2} := M_{barr} = 72 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{DW} := M_{CR} = 122.4 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{LLIM} := M_{HL93} = 572.61 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$f_f := \frac{M_{DC1}}{S_{vig.sup}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{n.sup}} + \frac{M_{LLIM}}{S_{3n.sup}} = (2.707 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Rh por su parte es el factor híbrido que está especificado en S6.10.1.10.1

$$R_h := 1.00$$

$$Fy = (3.5 \cdot 10^7) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Por lo tanto:

$$0.95 \cdot R_h \cdot Fy = (3.325 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } f_f \leq 0.95 R_h \cdot Fy \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{"Cumple"}$$

### 8.2.1 Ala inferior de la sección compuesta:

Debido a que es un puente recto los efectos laterales pueden ser obviados, por lo que se utiliza la misma condición:

$$f_f \leq 0.95 R_h \cdot F_y$$

$$f_f := \frac{M_{DC1}}{S_{vig.inf}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{n.inf}} + \frac{M_{LLIM}}{S_{3n.inf}} = (3.143 \cdot 10^3) \frac{kg}{cm^2}$$

$$Evaluacion := \begin{cases} \text{if } f_f \leq 0.95 R_h \cdot F_y \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$Evaluacion = \text{"Cumple"}$$

$$0.95 R_h \cdot F_y = (3.325 \cdot 10^3) \frac{kg}{cm^2}$$

## 9. Constructibilidad:

S.6.10.3

En el proceso constructivo se deberá asegurar que la viga provea una resistencia adecuada a fluencia y no se permitirá resistencia post pandeo para miembros principales. Se tomará una viga interior como la más crítica, por lo que no se considerará cargas laterales.

### 9.1 Fundición de la losa:

S.6.10.3.4

Para secciones que son no compuestas en algún momento de su construcción y compuestas al final de ella se debe chequear los parámetros de S6.10.3.2. Para lo que necesitaremos realizar el cálculo de  $f_{bu}$ . El momento será el momento que resiste la sección no compuesta cuando el concreto aún no se solidifica.

### RESISTENCIA IV

Ala superior

$$f_{bu.RA.c} := \frac{M_{N.C} \cdot 1.5}{S_{vig.sup}} = (2.239 \cdot 10^7) \frac{kg}{m^2}$$

Ala inferior

$$f_{bu.RA.t} := \frac{M_{N.C} \cdot 1.5}{S_{vig.inf}} = (1.748 \cdot 10^7) \frac{kg}{m^2}$$

### 9.2 Volado y viento.

No se tomará como críticas a las cargas del volado puesto que se asume que la barrera, las aceras y el pavimento serán fundidas cuando la losa ya se haya endurecido. Las cargas de viento no son críticas en Ecuador.

### 9.3 Resistencia a Flexión Ala de compresión.

S.6.10.3.2

Para flexión se debe cumplir diferentes condiciones, las cuales dependerán de si se tiene un alma compacta, no compacta o

Por lo que se procederá a su comprobación con la siguiente condición:

$$\frac{2 D_c}{t_w} \leq 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

S.6.10.6.2.3-1

Donde  $D_c$  es la profundidad de la sección no compuesta en compresión, que obtendremos del apéndice D6.

$$D_c := \left( \frac{-f_c}{-f_c + f_t} \right) H_{viga} - t_{f.sup}$$

D6.3.1-1

$f_c$  será el esfuerzo en el ala de compresión en la sección no compuesta bajo las cargas muertas no compuestas. Lo mismo será  $f_t$  pero para el ala de tensión. Estos esfuerzos ya fueron calculados en el paso 5.

$$f_c = -1.486 \cdot 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$f_t := 10016.5842 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$D_c := \left( \frac{-f_c}{-f_c + f_t} \right) H_{viga} - t_{f.sup} = 0.621 \text{ m}$$

$$Evaluacion := \begin{cases} \text{if } \frac{2 D_c}{t_w} \leq 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \\ \quad \parallel \text{“Cumple”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{“No cumple”} \end{cases}$$

$$Evaluacion = \text{“Cumple”}$$

Por tanto, se debe chequear las siguientes ecuaciones:

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \phi_f \cdot F_{nc} \quad \text{S.6.10.3.2.1-2}$$

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f \cdot R_h \cdot F_y \quad \text{S.6.10.3.2.1-1}$$

Los esfuerzos laterales no se considerarán puesto que el puente esta lateralmente arriostrado. Por los que no se debe comprobar Eq. 6.10.3.2.1-1

Se procede a la determinación de  $F_{nc}$ . Que será la resistencia al pandeo local y pandeo torsional del ala de compresión, calculada como indica S6.10.8.2.2. Se evaluará primero el pandeo local. Para lo cual deberemos primero determinar si tenemos una ala compacta o esbelta.

$$\lambda_f := \frac{b_{f.sup}}{2 t_{f.sup}} = 3.333 \quad \text{S.6.10.8.2.2-3}$$

$$\lambda_{pf} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 9.174$$

$$\begin{array}{l}
 \textit{Evaluacion} := \text{if } \lambda_f < \lambda_{pf} \\
 \quad \parallel \text{“Cumple”} \\
 \quad \text{else} \\
 \quad \parallel \text{“No cumple”}
 \end{array}$$

$$\textit{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

Se utiliza la siguiente ecuación:

$$F_{nc} := R_b \cdot R_h \cdot F_y$$

$$R_b := 1$$

$$R_h := 1$$

$$F_{nc} := R_b \cdot R_h \cdot F_y = (3.5 \cdot 10^7) \frac{kg}{m^2}$$

$$\begin{array}{l}
 \textit{Evaluacion} := \text{if } f_{bu.RA.c} \leq \phi_f \cdot F_{nc} \\
 \quad \parallel \text{“Cumple”} \\
 \quad \text{else} \\
 \quad \parallel \text{“No cumple”}
 \end{array}$$

$$\textit{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

Al haber comprobado que cumple la primera condición: Resistencia al pandeo local, se procede a evaluar el pandeo lateral torsional como indica el apéndice A.6.2. Par lo cual primero deberemos determinar si tenemos un alma compacta o no compacta.

$$\frac{2 D_{cp}}{t_w} \leq \lambda_{pw} (D_{cp})$$

Primero obtendremos tanto el momento plástico que nos servirá más adelante, como la profundidad en compresión en el límite plástico con las ecuaciones del apéndice D6, considerando que la losa aun no aporta resistencia.

$$P_c := b_{f.sup} \cdot t_{f.sup} \cdot F_y = 840 \text{ tonne}$$

$$P_t := b_{f.inf} \cdot t_{f.inf} \cdot F_y = (1.176 \cdot 10^3) \text{ tonne}$$

$$P_w := h_{alma} \cdot t_w \cdot F_y = 350 \text{ tonne}$$

S.6.10.1.10.2

S.6.10.1.10

A.6.2.1-1

D.6.1

$$\begin{array}{l}
 \textit{Evaluacion} := \text{if } P_c + P_w \geq P_t \\
 \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$\textit{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

El eje neutral plástico está en el alma.

$$Y := \left( \frac{h_{alma}}{2} \right) \cdot \left( \frac{P_c - P_t}{P_w} + 1 \right) = 0.02 \text{ m} \quad \text{Desde el tope del alma.}$$

$$d_c := Y + \frac{t_{f.inf}}{2} = 0.06 \text{ m}$$

$$d_t := h_{alma} + \frac{t_{f.sup}}{2} - Y = 1.01 \text{ m}$$

$$M_p := \frac{P_w}{2 \cdot h_{alma}} \cdot \left( Y^2 + (h_{alma} - Y)^2 \right) + P_c \cdot d_c + P_t \cdot d_t$$

$$M_p = (1.406 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$D_{cp} := h_{alma} - Y = 0.98 \text{ m}$$

$$\lambda_{pw}(D_{cp}) := \frac{\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}}{\left( 0.54 \cdot \frac{M_p}{R_h \cdot F_y \cdot S_{vig.sup}} - 0.1 \right)^2} = 46.707$$

$$\frac{2 D_{cp}}{t_w} = 196$$

$$\begin{array}{l}
 \textit{Evaluacion} := \text{if } \frac{2 D_{cp}}{t_w} \leq \lambda_{pw}(D_{cp}) \\
 \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$\textit{Evaluacion} = \text{“No cumple”}$$

Al no haber cumplido la condición, sabemos que el alma no es compacta y deberemos comprobar si tenemos un alma no compacta. Donde se debe cumplir la siguiente condición.

$$\lambda_w < \lambda_{rw}$$

Donde  $\lambda_w$  es la proporción de esbeltez del alma basada en el momento elástico. Es decir que utilizaremos los datos de la sección compuesta. Y  $\lambda_{rw}$  el limite de la proporción de esbeltez.

$$\lambda_w := 2 \cdot \frac{D_c}{t_w} = 124.213$$

$$\lambda_{rw} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{Fy}} = 137.612$$

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } \lambda_w < \lambda_{rw} \\ \quad \parallel \text{“Cumple”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{“No cumple”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

Ya que cumple podemos utilizar las Eq. A6.2.2-2 y 3, para obtener los factores de plastificación.

$$M_{yc} := Fy \cdot S_{vig.sup} = (9.273 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$R_{pc} := \left( 1 - \left( 1 - \frac{R_h \cdot M_{yc}}{M_p} \right) \cdot \left( \frac{\lambda_w - \lambda_{pw}(D_{cp})}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}(D_{cp})} \right) \right) \cdot \frac{M_p}{M_{yc}} = 1.076$$

A.6.2.2-3

$$M_{yt} := Fy \cdot S_{vig.inf} = (1.188 \cdot 10^6) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$R_{pt} := \left( 1 - \left( 1 - \frac{R_h \cdot M_{yt}}{M_p} \right) \cdot \left( \frac{\lambda_w - \lambda_{pw}(D_{cp})}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}(D_{cp})} \right) \right) \cdot \frac{M_p}{M_{yt}} = 1.027$$

A.6.2.1-2

Para el cálculo de la resistencia al pandeo lateral torsional se utilizará A6.3.3. La longitud libre sin arriostrar será 7m. Y primero deberemos determina el radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional rt.

$$L_b := 7 \text{ m}$$

$$r_t := \frac{b_{f.sup}}{\sqrt{12 \cdot \left( 1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{D_c \cdot t_w}{b_{f.sup} \cdot t_{f.sup}} \right)}} = 0.111 \text{ m}$$

A.6.3.3-10

$$L_p := 1.0 \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{E_s}{Fy}} = 2.675 \text{ m}$$

A.6.3.3-4

*Evaluacion* := if  $L_b \leq L_p$   
 || “Cumple”  
 else  
 || “No cumple”

*Evaluacion* = “No cumple”

El espacio sin arriostrar no es compacto por lo que tendremos que evaluar si la distancia sin arriostrar es clasificada como no compacta. Para lo que calcularemos  $L_r$ .

$$h := h_{alma} + \frac{b_{f.sup}}{2} + \frac{b_{f.inf}}{2} = 1.41 \text{ m} \quad \text{Dist. entre los centros de las alas.}$$

$$F_{yr} := \min\left(0.7 F_y, R_h \cdot F_y \cdot \frac{S_{vig.inf}}{S_{vig.sup}}, F_y\right) = (2.45 \cdot 10^7) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$J := \frac{h_{alma} \cdot t_w^3}{3} + \frac{b_{f.sup} \cdot t_{f.sup}^3}{3} \left(1 - 0.63 \cdot \frac{t_{f.sup}}{b_{f.sup}}\right) + \frac{b_{f.inf} \cdot t_{f.inf}^3}{3} \left(1 - 0.63 \cdot \frac{t_{f.inf}}{b_{f.inf}}\right)$$

$$J = (8.949 \cdot 10^{-5}) \text{ m}^4$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_t \cdot \frac{E_s}{F_{yr}} \cdot \sqrt{\frac{J}{S_{vig.sup} \cdot h}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_{yr}}{E_s} \cdot \frac{S_{vig.sup} \cdot h}{J}\right)^2}} \quad \text{A.6.3.3-5}$$

$$L_r = 14.313 \text{ m}$$

*Evaluacion* := if  $L_b \leq L_r$   
 || “Cumple”  
 else  
 || “No cumple”

*Evaluacion* = “Cumple”

La longitud sin arriostrar es no compacta por lo que la ecuación que rige es A.6.3.3-2.  $C_b$  será igual a 1, puesto que la relación de los extremos en consideración es 1 por simetría.

$$C_b := 1$$

$$M_{nc1} := C_b \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{F_{yr} \cdot S_{vig.inf}}{R_{pc} \cdot M_{yc}}\right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right) \cdot R_{pc} \cdot M_{yc}$$

$$M_{nc1} = (9.361 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{nc2} := R_{pc} \cdot M_{yc} = (9.979 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

A.6.3.3-2

$$M_{nc} := \min (M_{nc1}, M_{nc2}) = (9.361 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Según lo especificado en 6.10.3.2.1 Fnc será:

$$F_{nc} := \frac{M_{nc}}{S_{vig.sup}} = (3.533 \cdot 10^7) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Con esto podemos evaluar la ecuación 6.10.3.2.1-2, considerando que no existen esfuerzos laterales.

$$\phi_f = 1$$

$$Evaluacion := \begin{cases} \text{if } f_{bu.RA.c} \leq \phi_f \cdot F_{nc} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$Evaluacion = \text{ "Cumple" }$$

## 9.2 Flexión Ala de tensión.

S.6.10.3.2

Para flexión se debe cumplir diferentes condiciones, las cuales dependerán de si se tiene un alma compacta, no compacta o esbelta.

$$Evaluacion := \begin{cases} \text{if } f_{bu.RA.t} \leq \phi_f \cdot F_y \cdot R_h \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$Evaluacion = \text{ "Cumple" }$$

## 10. Chequeo de fatiga:

S.6.6.1

Se debe cumplir la siguiente condición:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n$$

S.6.6.1.2.2-1

Donde  $(\Delta F)_n$  es la resistencia nominal a la fatiga. En la cual, para fatiga I y la vida infinita de la sección, se usa la siguiente ecuación:

$$\sigma(\Delta F_n) := (\Delta F_{TH})$$

es el umbral de fatiga de amplitud constante, que debe ser determinado de la tabla 6.6.1.2.5-3. Lo cual se ha determinado en la categoría A.

$$\Delta F_{TH} := 165 \frac{MPa}{g} = (1.683 \cdot 10^3) \frac{kg}{cm^2}$$

Se procede al cálculo del esfuerzo por fatiga. Para lo cual utilizamos el módulo de la sección en el fondo de la viga para la sección compuesta a corto plazo.

$$S_{n.inf} := 0.04081 \text{ m}^3$$

$$M_F = (3.612 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\Delta f := \frac{M_F}{S_{n.inf}} = 885.053 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } \Delta f \leq \Delta F_{TH} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{ "Cumple" }$$

## 11. Diseño de la sección en L/4

Una vez comprobado que la sección cumple todos los requerimientos para el centro de la luz, se tratara de optimizar la sección en los extremos. Es decir, la sección ya comprobada será utilizada en la mitad de la luz, mientras que se calculara una nueva sección para los extremos capaz de resistir la menor demanda que requiere. Para lo cual debemos volver a los cálculos desde el paso 6.

Aquí solo se presentará los calculo ya que es el mismo proceso de de diseño que para la mitad del claro. Es pertinente no reducir el área transversal de las alas más de la mitad, esto reduce el esfuerzo que se puede generar en la transición. A continuación, se presentan las dimensiona a ser utilizadas:

$$\begin{aligned}t_w &= 10 \text{ mm} & h_{alma} &= 1 \text{ m} \\b_{f.sup} &= 400 \text{ mm} & t_{f.sup} &:= 40 \text{ mm} \\b_{f.inf} &= 420 \text{ mm} & t_{f.inf} &:= 60 \text{ mm}\end{aligned}$$

### 11.1 Chequeos de geometría:

La norma especifica 4 proporciones de alas que deben ser cumplidas. La primera dada por S6.10.2.2-1, busca prevenir que el ala se distorsione excesivamente cuando es soldada al alma.

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

S6.10.2.2-1

$$\frac{b_{f.sup}}{2 (t_{f.sup})} = 5 \quad \text{OK}$$

$$\frac{b_{f.inf}}{2 (t_{f.inf})} = 3.5 \quad \text{OK}$$

La segunda relaciona el ancho del ala con la altura del alma. Esta proporción influye de manera significativa la capacidad en flexión del miembro.

$$b_f \geq \frac{D}{6} \quad \frac{D}{6} = 166.667 \text{ mm}$$

S6.10.2.2-2

$$b_{f.sup} = 400 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$b_{f.inf} = 420 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Para garantizar que las alas provean resistencia al pandeo por corte, se limita el espesor del ala a un mínimo de 1.1 veces el ancho del alma.

$$t_f \geq 1.1 t_w \quad 1.1 t_w = 11 \text{ mm}$$

S6.10.2.2-3

$$t_{f.sup} = 40 \text{ mm} \quad \text{OK} \quad t_{f.inf} = 60 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

La 4ta relación se asegura de la no utilización de secciones extremadamente monosimétricas, lo cual nos ayuda con proporciones de alas más eficientes. Además, proporciona mayor constructibilidad.

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$$

S6.10.2.2-4

Donde:  $I_{yc}$  = Momento de inercia del ala en compresión con respecto al eje y.

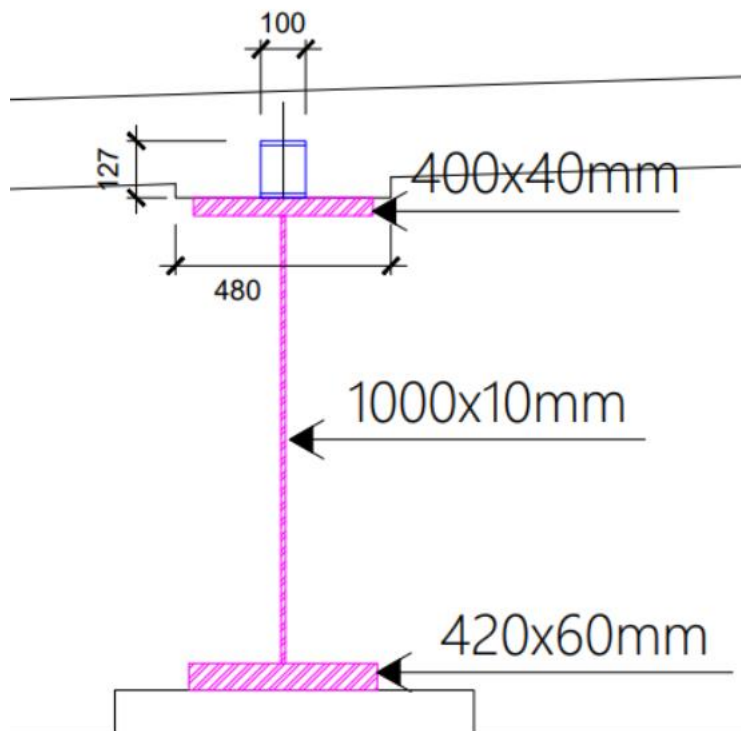
$I_{yt}$  = Momento de inercia del ala en tensión con respecto al eje y.

$$I_{yc} := t_{f.sup} \cdot \frac{b_{f.sup}^3}{12} = (2.133 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$$

$$I_{yt} := t_{f.inf} \cdot \frac{b_{f.inf}^3}{12} = (3.704 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 0.576 \quad \text{OK} \quad H_{viga} := t_{f.sup} + t_{f.inf} + h_{alma} = 1.1 \text{ m}$$

Se presenta el diagrama de la sección y el resumen de sus medidas



### 11.2 Propiedades de la nueva sección:

Viga sola	Area	Centroide	a*d	Io	A*y2	Itotal
Ala sup	0.016	1.08	0.01728	2.13333E-06	0.006117893	0.006120026
Alma	0.01	0.56	0.0056	0.000833333	9.67457E-05	0.000930079
Ala inf	0.0252	0.03	0.000756	0.00000756	0.004695103	0.004702663
Suma	0.0512	0.461640625	0.023636	0.000843027	0.010909742	0.011752769
Compuesta (3n)	Area	Centroide	a*d	Io	A*y2	Itotal
Viga	0.0512	0.461640625	0.023636	0.011752769	0.00224208	0.013994849
Losa (0.2*2.425/2 <sup>4</sup> )	0.02025	1.2	0.0243	0.0000675	0.005668864	0.005736364
Total	0.07145	0.670902729	0.047936	0.011820269	0.007910945	0.019731213
Compuesta (n)	Area	Centroide	a*d	Io	A*y2	Itotal
Viga	0.0512	0.461640625	0.023636	0.011752769	0.008219585	0.019972354
Losa (0.2*2.425/8)	0.06075	1.2	0.0729	0.0002025	0.006927453	0.007129953
Total	0.11195	0.862313533	0.096536	0.011955269	0.015147039	0.027102307
Seccion	d (dist. Centroid. desde abajo viga)	d (dist. Centroid. desde arriba viga)	d (dist. Centroid. desde el tope de la losa)	S (desde el top de la losa) m <sup>3</sup>	S (desde abajo de la viga) m <sup>3</sup>	S (desde arriba de la viga) m <sup>3</sup>
Viga	0.461640625	0.638359375	0.888359375	0.013229746	0.025458697	0.018410897
Compuesta (3n)	0.670902729	0.429097271	0.679097271	0.029055062	0.029409947	0.045983078
Compuesta (n)	0.862313533	0.237686467	0.487686467	0.05557322	0.03142976	0.114025455

$$S_{vig.inf} := 0.02546 \text{ m}^3$$

$$S_{vig.sup} := 0.018411 \text{ m}^3$$

$$S_{3n.inf} := 0.02941 \text{ m}^3$$

$$S_{3n.sup} := 0.045983 \text{ m}^3$$

$$S_{n.inf} := 0.031429 \text{ m}^3$$

$$S_{n.sup} := 0.114025 \text{ m}^3$$

$$S_{vig.los} := 0.013299 \text{ m}^3$$

$$S_{3n.los} := 0.032905 \text{ m}^3$$

$$S_{n.los} := 0.05557 \text{ m}^3$$

Esfuerzos de efectos combinados en pto. Critico.			
Sin Factorar			
Carga	Momento ton-m	F.inf.vig kg/m <sup>2</sup>	F.sup.vig kg/m <sup>2</sup>
CMNo compuesta	293.70	11536.33269	-15952.5088
Barrera	72	2448.151334	-1565.79339
Capa de rodadura	122.4	4161.857267	-2661.84876
LL-HL93	572.61	18218.72004	-5021.77345
LL-Fatiga	481.59	15322.73866	-4223.53063
Factorado			
Estado limites	Momento ton-m	F.inf.vig kg/m <sup>2</sup>	F.sup.vig kg/m <sup>2</sup>
Resistencia I	1385.16	55606.151	-34678.7544
Servicio II	966.15	36365.06133	-25201.9244
Fatiga	361.19	11492.05399	-3167.64797

$$f_c := -15952.50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$f_t := 11536.332 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

## 12. Cálculo de la capacidad de momento plástico y momento de fluencia L/4:

D.6.1

### 12.1 Momento plástico:

$$P_s := 0.85 f'c \cdot A n_{eff} \cdot t = (1.147 \cdot 10^3) \text{ tonne}$$

$$P_c := Fy \cdot b_{f.sup} \cdot t_{f.sup} = 560 \text{ tonne}$$

$$P_w := Fy \cdot h_{alma} \cdot t_w = 350 \text{ tonne}$$

$$P_t := Fy \cdot b_{f.inf} \cdot t_{f.inf} = 882 \text{ tonne}$$

Una vez obtenidas las fuerzas, se las compara para obtener la ubicación del PNA (eje neutral plástico). La tabla D.6.1-1, provee de 7 casos para los cuales evaluar y calcular el momento plástico.

CASO I (PNA en el alma)

$$P_t + P_w \geq P_c + P_s$$

$$P_t + P_w = (1.232 \cdot 10^3) \text{ tonne}$$

$$P_c + P_s = (1.707 \cdot 10^3) \text{ tonne}$$

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } P_t + P_w \geq P_c + P_s \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{"No cumple"}$$

CASO II (PNA en el ala sup)

$$P_t + P_w + P_c \geq P_s$$

$$P_t + P_w + P_c = (1.792 \cdot 10^3) \text{ tonne}$$

$$P_s = (1.147 \cdot 10^3) \text{ tonne}$$

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } P_t + P_w + P_c \geq P_s \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{"Cumple"}$$

Al obtener que el momento plástico está en el caso II, se procede a calcular Y.

$$Y := \left( \frac{t_{f.sup}}{2} \right) \cdot \left( \frac{P_w + P_t - P_s}{P_c} + 1 \right) = 2.303 \text{ cm} \quad \text{Desde el tope del ala sup.}$$

Para obtener Mp, se necesita primero calcular la distancia entre los centroides de la losa, el alma y el ala en tensión a Y.

$$d_s := Y + 50 \text{ mm} + \frac{t}{2} = 0.173 \text{ m}$$

$$d_w := Y - t_{f.sup} + \frac{h_{alma}}{2} = 48.303 \text{ cm}$$

$$d_t := h_{alma} + \frac{t_{f.inf}}{2} + Y - t_{f.sup} = 1.013 \text{ m}$$

Una vez obtenidas las distancias se procede al cálculo de Mp.

$$M_p := \frac{P_c}{2 \cdot t_{f.sup}} \cdot \left( Y^2 + (t_{f.sup} - Y)^2 \right) + (P_s \cdot d_s + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t)$$

$$M_p = (1.267 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

### 6.2 Momento de fluencia:

$$F_{yt} := \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

Al observar los módulos de las secciones, podemos darnos cuenta que si utilizamos el ala superior tendremos un momento mayor debido al valor mayor del módulo para la sección a corto plazo.

$$S_{NC} := S_{vig.inf} = 0.025 \text{ m}^3 \quad M_{D1} := 367.13 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$S_{LT} := S_{3n.inf} = 0.029 \text{ m}^3 \quad M_{D2} := 580.90 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$S_{ST} := S_{n.inf} = 0.031 \text{ m}^3$$

$$M_{AD} := S_{ST} \cdot \left( Fy - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) = 26.034 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

El momento se determina al sumar todos los momentos.

$$M_y := M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 974.064 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

D.6.2

### 13. Chequeos para Resistencia I (L/4):

#### 13.1 Flexion:

13.1.1 Determinar sección compacta o no compacta:

Para la determinación utilizaremos la siguiente relación:

$$\frac{2 D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

S.6.10.6.2.2-1

$D_{cp}$  será la profundidad del alma en compresión en el momento plástico. Para lo cual se puede utilizar la ecuación encontrada en el apéndice D.6.3.2, siendo lo mismo que  $Y$ .

$$Y = 0.023 \text{ m}$$

$$D_{cp} := Y$$

$$\text{Evaluacion} := \text{if } \frac{2 D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \begin{cases} \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

Por lo tanto, la sección es compacta.

13.1.2 Chequeo de ductilidad:

S.6.10.7.3

Todas las secciones compactas o no compactas deberán satisfacer la siguiente relación:

$$D_p \leq 0.42 D_t$$

Donde  $D_p$  es la distancia desde el tope de la losa al eje neutral en el momento plástico, y  $D_t$  el alto total de la sección compuesta.

$$D_p := Y + t_{f, sup} + 50 \text{ mm} + t = 0.313 \text{ m}$$

$$D_t := H_{viga} + t = 1.3 \text{ m}$$

$$D_p = 0.313 \text{ m} \leq 0.42 D_t = 0.546 \text{ m} \quad \text{OK}$$

13.1.3 Comparación para estado límite de RESISTENCIA:

S.6.10.7.1.1-1

Para Resistencia I se deberá cumplir la siguiente condición:

$$M_u + \frac{1}{3} f_l \cdot S_{xt} \leq \phi_f \cdot M_n$$

Sin embargo, para un puente recto y compuesto los efectos laterales pueden ser obviados, por lo que nos queda:

$$M_u \leq \phi_f \cdot M_n$$

13.1.4 Cálculo del momento de resistencia nominal:

S.6.10.7.1.2

Primero se debe determinar si se cumple la siguiente condición:

$$D_p \leq 0.1 D_t$$

$$D_p = 0.313 \text{ m} \leq 0.1 D_t = 0.13 \text{ m} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Ya que no cumple se debe utilizar la ecuación S6.10.7.1.2-2, por lo que  $M_n$  es:

$$M_n := M_p \cdot \left( 1.07 - 0.7 \cdot \frac{D_p}{D_t} \right) = (1.142 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

13.1.5 Momento sobre el puente Resistencia I

El momento utilizado será el momento a 10m.

$$M_u := M_{D1} + M_{D2} = 948.03 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f := 1.00 \quad \text{Factor de resistencia de acuerdo a S6.5.4.2}$$

$$\begin{array}{l} \text{Evaluacion} := \text{if } M_u \leq \phi_f \cdot M_n \quad \left| \quad \frac{M_n}{M_u} = 1.205 \right. \\ \quad \quad \quad \left\| \text{"Cumple"} \right. \\ \quad \quad \quad \text{else} \\ \quad \quad \quad \left\| \text{"No cumple"} \right. \end{array}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{"Cumple"}$$

13.2 Corte:

El corte no debe ser evaluado puesto que el alma será el principal elemento que resista el corte y ya se comprobó en el paso 7.2 que la sección resiste, siendo todavía más crítica que la sección que se podría analizar en este paso.

## 14. Chequeos para Servicio II:

### 14.1 Deformaciones elásticas:

S.6.10.4.1

Como especifica S.2.5.2.6 el chequeo de la deflexión es opcional para puentes de vigas.

### 14.2 Deformaciones permanentes:

#### 14.2.1 Ala superior de la sección compuesta:

Se deberá cumplir la siguiente condición:

$$f_f \leq 0.95 R_h \cdot Fy$$

S.6.10.4.2.2-1

$$f_f := \frac{M_{DC1}}{S_{vig.sup}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{n.sup}} + \frac{1.33 \cdot M_{LLIM}}{S_{3n.sup}}$$

Los momentos son encontrados en la tabla de momentos sin factorar del capítulo 5, y los módulos de secciones también son encontrados en el capítulo 5

$$M_{DC1} := 293.70 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{DC2} := 54 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{DW} := 91.80 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{LLIM} := 437.24 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$f_f := \frac{M_{DC1}}{S_{vig.sup}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{n.sup}} + \frac{M_{LLIM}}{S_{3n.sup}} = (2.674 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Rh por su parte es el factor híbrido que está especificado en S6.10.1.10.1

$$R_h := 1.00$$

Por lo tanto:

$$0.95 \cdot R_h \cdot Fy = (3.325 \cdot 10^4) \frac{\text{tonne}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } f_f \leq 0.95 R_h \cdot Fy \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{array} \right. \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

#### 14.2.1 Ala inferior de la sección compuesta:

Debido a que es un puente recto los efectos laterales pueden ser obviados, por lo que se utiliza la misma condición:

$$f_f \leq 0.95 R_h \cdot Fy$$

$$f_f := \frac{M_{DC1}}{S_{vig.inf}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{n.inf}} + \frac{M_{LLIM}}{S_{3n.inf}} = (3.104 \cdot 10^4) \frac{\text{tonne}}{\text{m}^2}$$

```
Evaluacion := if f_f ≤ 0.95 R_h · Fy
                || "Cumple"
                else
                || "No cumple"
```

Evaluacion = "Cumple"

## 15. Constructibilidad:

S.6.10.3

En el proceso constructivo se deberá asegurar que la viga provea una resistencia adecuada a fluencia y no se permitirá resistencia post pandeo para miembros principales. Se tomará una viga interior como la más crítica, por lo que no se considerará cargas laterales.

### 15.1 Fundición de la losa:

S.6.10.3.4

Para secciones que son no compuestas en algún momento de su construcción y compuestas al final de ella se debe chequear los parámetros de S6.10.3.2. Para lo que necesitaremos realizar el cálculo de  $f_{bu}$ . El momento será el momento que resiste la sección no compuesta cuando el concreto aún no se solidifica.

### RESISTENCIA IV

Ala superior

$$f_{bu.RA.c} := \frac{M_{D1} \cdot 1.5}{S_{vig.sup}} = (2.991 \cdot 10^7) \frac{kg}{m^2}$$

Ala inferior

$$f_{bu.RA.t} := \frac{M_{D1} \cdot 1.5}{S_{vig.inf}} = (2.163 \cdot 10^7) \frac{kg}{m^2}$$

### 15.2 Volado y viento.

No se tomará como críticas a las cargas del volado puesto que se asume que la barrera, las aceras y el pavimento serán fundidas cuando la losa ya se haya endurecido. Las cargas de viento no son críticas en Ecuador.

### 15.3 Flexión Ala de compresión.

S.6.10.3.2

Para flexión se debe cumplir diferentes condiciones, las cuales dependerán de si se tiene un alma compacta, no compacta o esbelta.

Por lo que se procederá a su comprobación con la siguiente condición:

$$\frac{2 D_c}{t_w} \leq 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

S.6.10.6.2.3-1

Donde  $D_c$  es la profundidad de la sección no compuesta en compresión, que obtendremos del apéndice D6.

$$D_c := \left( \frac{-f_c}{-f_c + f_t} \right) H_{viga} - t_{f.sup}$$

D6.3.1-1

$f_c$  será el esfuerzo en el ala de compresión en la sección no compuesta bajo las cargas muertas no compuestas. Lo mismo será  $f_t$  pero para el ala de tensión. Estos esfuerzos ya fueron calculados en el paso 12.

$$f_c := -15952.50 \frac{kg}{m^2}$$

$$f_t := 11536.332 \frac{kg}{m^2}$$

$$D_c := \left( \frac{-f_c}{-f_c + f_t} \right) H_{viga} - t_{f.sup} = 0.598 \text{ m}$$

$$Evaluacion := \begin{cases} \text{if } \frac{2 D_c}{t_w} \leq 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \\ \quad \parallel \text{“Cumple”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{“No cumple”} \end{cases}$$

$$Evaluacion = \text{“Cumple”}$$

Por tanto, se debe chequear las siguientes ecuaciones:

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

S.6.10.3.2.1-2

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f \cdot R_h \cdot F_y$$

S.6.10.3.2.1-1

Los esfuerzos laterales no se considerarán puesto que el puente esta lateralmente arriostrado. Por lo que no es necesario chequear la Eq. 6.10.3.2.1-1

Se procede a la determinación de  $F_{nc}$ . Que será la resistencia al pandeo local y pandeo torsional del ala de compresión, calculada como indica S6.10.8.2.2. Se evaluará primero el pandeo local. Para lo cual deberemos primero determinar si tenemos una ala compacta o esbelta.

$$\lambda_f := \frac{b_{f.sup}}{2 t_{f.sup}} = 5$$

S.6.10.8.2.2-3

$$\lambda_{pf} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 9.174$$

$$\begin{array}{l}
 \textit{Evaluacion} := \text{if } \lambda_f < \lambda_{pf} \\
 \quad \parallel \text{“Cumple”} \\
 \quad \text{else} \\
 \quad \parallel \text{“No cumple”}
 \end{array}$$

$$\textit{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

Se utiliza la siguiente ecuación:

$$F_{nc} := R_b \cdot R_h \cdot F_y$$

$$R_b := 1$$

$$R_h := 1$$

$$F_{nc} := R_b \cdot R_h \cdot F_y = (3.5 \cdot 10^7) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\begin{array}{l}
 \textit{Evaluacion} := \text{if } f_{bu.RA.c} \leq \phi_f \cdot F_{nc} \\
 \quad \parallel \text{“Cumple”} \\
 \quad \text{else} \\
 \quad \parallel \text{“No cumple”}
 \end{array}$$

$$\textit{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

Al haber comprobado que cumple la primera condición: Resistencia al pandeo local, se procede a evaluar el pandeo lateral torsional como indica el apéndice A.6.2. Par lo cual primero deberemos determinar si tenemos un alma compacta o no compacta.

$$\frac{2 D_{cp}}{t_w} \leq \lambda_{pw} (D_{cp})$$

Primero obtendremos tanto el momento plástico que nos servirá más adelante, como la profundidad en compresión en el límite plástico con las ecuaciones del apéndice D6, considerando que la losa aun no aporta resistencia.

$$P_c := b_{f.sup} \cdot t_{f.sup} \cdot F_y = 560 \text{ tonne}$$

$$P_t := b_{f.inf} \cdot t_{f.inf} \cdot F_y = 882 \text{ tonne}$$

$$P_w := h_{alma} \cdot t_w \cdot F_y = 350 \text{ tonne}$$

S.6.10.1.10.2

S.6.10.1.10

A.6.2.1-1

D.6.1

$$\begin{array}{l}
 \text{Evaluacion} := \text{if } P_c + P_w \geq P_t \\
 \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

El eje neutral plástico está en el alma.

$$Y := \left( \frac{h_{alma}}{2} \right) \cdot \left( \frac{P_c - P_t}{P_w} + 1 \right) = 0.04 \text{ m} \quad \text{Desde el tope del alma.}$$

$$d_c := Y + \frac{t_{f.inf}}{2} = 0.07 \text{ m}$$

$$d_t := h_{alma} + \frac{t_{f.sup}}{2} - Y = 0.98 \text{ m}$$

$$M_p := \frac{P_w}{2 \cdot h_{alma}} \cdot \left( Y^2 + (h_{alma} - Y)^2 \right) + P_c \cdot d_c + P_t \cdot d_t$$

$$M_p = (1.065 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$D_{cp} := h_{alma} - Y = 0.96 \text{ m}$$

$$\lambda_{pw}(D_{cp}) := \frac{\sqrt{\frac{E_s}{Fy}}}{\left( 0.54 \cdot \frac{M_p}{R_h \cdot Fy \cdot S_{vig.sup}} - 0.1 \right)^2} = 38.432$$

$$\frac{2 D_{cp}}{t_w} = 192$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Evaluacion} := \text{if } \frac{2 D_{cp}}{t_w} \leq \lambda_{pw}(D_{cp}) \\
 \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“No cumple”}$$

Al no haber cumplido la condición, sabemos que el alma no es compacta y deberemos comprobar si tenemos un alma no compacta. Donde se debe cumplir la siguiente condición.

$$\lambda_w < \lambda_{rw}$$

Donde  $\lambda_w$  es la proporción de esbeltez del alma basada en el momento elástico. Es decir que utilizaremos los datos de la sección compuesta. Y  $\lambda_{rw}$  el limite de la proporción de esbeltez.

$$\lambda_w := 2 \cdot \frac{D_c}{t_w} = 119.672$$

$$\lambda_{rw} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{Fy}} = 137.612$$

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } \lambda_w < \lambda_{rw} \\ \quad \parallel \text{“Cumple”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{“No cumple”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

Ya que cumple podemos utilizar las Eq. A6.2.2-2 y 3, para obtener los factores de plastificación.

$$M_{yc} := Fy \cdot S_{vig.sup} = (6.444 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$R_{pc1} := \left( 1 - \left( 1 - \frac{R_h \cdot M_{yc}}{M_p} \right) \cdot \left( \frac{\lambda_w - \lambda_{pw}(D_{cp})}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}(D_{cp})} \right) \right) \cdot \frac{M_p}{M_{yc}} = 1.118$$

A.6.2.2-3

$$R_{pc} := \min \left( R_{pc1}, \frac{M_p}{M_{yc}} \right) = 1.118$$

$$M_{yt} := Fy \cdot S_{vig.inf} = (8.911 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$R_{pt1} := \left( 1 - \left( 1 - \frac{R_h \cdot M_{yt}}{M_p} \right) \cdot \left( \frac{\lambda_w - \lambda_{pw}(D_{cp})}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}(D_{cp})} \right) \right) \cdot \frac{M_p}{M_{yt}} = 1.035$$

A.6.2.1-2

$$R_{pc} := \min \left( R_{pt1}, \frac{M_p}{M_{yt}} \right) = 1.035$$

Para el cálculo de la resistencia al pandeo lateral torsional se utilizará A6.3.3. La longitud libre sin arriostrar será 7m. Y primero deberemos determina el radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional rt.

$$L_b := 7 \text{ m}$$

$$r_t := \frac{b_{f.sup}}{\sqrt{12 \cdot \left( 1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{D_c \cdot t_w}{b_{f.sup} \cdot t_{f.sup}} \right)}} = 0.109 \text{ m}$$

A.6.3.3-10

$$L_p := 1.0 \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{E_s}{Fy}} = 2.629 \text{ m}$$

A.6.3.3-4

*Evaluacion* := if  $L_b \leq L_p$   
 || “Cumple”  
 else  
 || “No cumple”

*Evaluacion* = “No cumple”

El espacio sin arriostrar no es compacto por lo que tendremos que evaluar si la distancia sin arriostrar es clasificada como no compacta. Para lo que calcularemos  $L_r$ .

$$h := h_{alma} + \frac{b_{f.sup}}{2} + \frac{b_{f.inf}}{2} = 1.41 \text{ m} \quad \text{Dist. entre los centros de las alas.}$$

$$Fyr := \min \left( 0.7 Fy, R_h \cdot Fy \cdot \frac{S_{vig.inf}}{S_{vig.sup}}, Fy \right) = (2.45 \cdot 10^7) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$J := \frac{h_{alma} \cdot t_w^3}{3} + \frac{b_{f.sup} \cdot t_{f.sup}^3}{3} \left( 1 - 0.63 \cdot \frac{t_{f.sup}}{b_{f.sup}} \right) + \frac{b_{f.inf} \cdot t_{f.inf}^3}{3} \left( 1 - 0.63 \cdot \frac{t_{f.inf}}{b_{f.inf}} \right)$$

$$J = (3.585 \cdot 10^{-5}) \text{ m}^4$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_t \cdot \frac{E_s}{Fyr} \cdot \sqrt{\frac{J}{S_{vig.sup} \cdot h}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left( \frac{Fyr}{E_s} \cdot \frac{S_{vig.sup} \cdot h}{J} \right)^2}} \quad \text{A.6.3.3-5}$$

$$L_r = 12.242 \text{ m}$$

*Evaluacion* := if  $L_b \leq L_r$   
 || “Cumple”  
 else  
 || “No cumple”

*Evaluacion* = “Cumple”

La longitud sin arriostrar es no compacta por lo que la ecuación que rige es A.6.3.3-2.  $C_b$  será igual a 1, puesto que la relación de los extremos en consideración es 1 por simetría.

$$C_b := 1$$

$$M_{nc1} := C_b \cdot \left( 1 - \left( 1 - \frac{Fyr \cdot S_{vig.inf}}{R_{pc} \cdot M_{yc}} \right) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \cdot R_{pc} \cdot M_{yc}$$

$$M_{nc1} = 647.424 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{nc2} := R_{pc} \cdot M_{yc} = (6.671 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{nc} := \min(M_{nc1}, M_{nc2}) = (6.474 \cdot 10^5) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

A.6.3.3-2

Según lo especificado en 6.10.3.2.1 Fnc será:

$$F_{nc} := \frac{M_{nc}}{S_{vig.sup}} = (3.517 \cdot 10^7) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Con esto podemos evaluar la ecuación 6.10.3.2.1-2, considerando que no existen esfuerzos laterales.

$$\phi_f = 1$$

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } f_{bu.RA.c} \leq \phi_f \cdot F_{nc} \\ \quad \parallel \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{“No cumple”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

## 9.2 Flexión Ala de tensión.

S.6.10.3.2

Para flexión se debe cumplir diferentes condiciones, las cuales dependerán de si se tiene un alma compacta, no compacta o esbelta.

$$\text{Evaluacion} := \begin{cases} \text{if } f_{bu.RA.t} \leq \phi_f \cdot F_y \cdot R_h \\ \quad \parallel \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{“No cumple”} \end{cases}$$

$$\text{Evaluacion} = \text{“Cumple”}$$

## **Anexo D: Análisis de Precios Unitarios Acero**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO:** Acero estructural ASTM A-588 (Sum. fabric. y montaje, inc. pintura)

**UNIDAD:** Kg

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Motosoldadora	2	1.8	3.6	0.013	0.047
Equipo de oxicorte	2	2.2	4.4	0.013	0.057
Equipo de taller	1	2.2	2.2	0.013	0.029
Equipo de campo	1	2.2	2.2	0.013	0.029
Grua de patio	1	30	30	0.013	0.39
Grúa telescópica	1	30	30	0.013	0.39
Herramienta manual y menor de construcción	5.00 %MO	0.047			0.047
<b>SUBTOTAL M</b>					0.989
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	8	3.83	30.64	0.013	0.39832
Inspector de obra	4	4.3	17.2	0.013	0.224
Ayud. maq., engrasador o abastecedor responsable (Estr.Oc.D2)	2	3.87	7.74	0.013	0.101
Estruc. Ocup. C1	2	4.29	8.58	0.013	0.112
Estruct. Ocup. C1 (Grupo I)	2	4.29	8.58	0.013	0.112
<b>SUBTOTAL N</b>					0.947
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero ASTM - A588	kg	1	1.5	1.5	
Electrodos	Kg	0.021	4.41	0.093	
Oxígeno licuado	Kg	0.02	4	0.08	
Fondo uniprimer	lts	0.008	7	0.056	
Pintura sintética	lts	0.008	8	0.064	
Tinner poliuretano	Gn	0.002	14.5	0.029	
<b>SUBTOTAL O</b>					1.822
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
Acero ASTM - A588, a la obra	Tn/Km	0.1224	0.31	0.038	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.038
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					3.796
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.000 %</b>					0.759
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.000 %</b>					0
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					4.555
<b>VALOR OFERTADO</b>					4.56

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO:** Acero estructural A-36 laminado en caliente en perfiles; Inc. montaje y pintura **UNIDAD:** Kg

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Motosoldadora	2	1.8	3.6	0.013	0.047
Equipo de oxicorte	2	2.2	4.4	0.013	0.057
Equipo de taller	1	2.2	2.2	0.013	0.029
Equipo de campo	1	2.2	2.2	0.013	0.029
Grúa de patio	1	30	30	0.013	0.39
Grúa telescópica	1	30	30	0.013	0.39
Herramienta manual y menor de construcción	5.00 %MO	0.047			0.047
<b>SUBTOTAL M</b>					0.989
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	8	3.83	30.64	0.013	0.398
Inspector de obra	4	4.3	17.2	0.013	0.224
Ayud. maq., engrasador o abastecedor responsable (Estr.Oc.D2)	2	3.87	7.74	0.013	0.101
Estructura Ocupacional C2	2	4.09	8.18	0.013	0.106
Estruct. Ocup. C1 (Grupo I)	2	4.29	8.58	0.013	0.112
<b>SUBTOTAL N</b>					0.941
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero A-36 laminado en caliente en perfiles	Kg	1	1.56	1.56	
Electrodos	Kg	0.018	4.41	0.079	
Oxígeno licuado	Kg	0.02	4	0.08	
Pintura sintética	lts	0.008	8	0.064	
Fondo uniprimer	lts	0.008	7	0.056	
Tinner poliuretano	Gn	0.002	14.5	0.029	
<b>SUBTOTAL O</b>					1.868
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
Acero estructural a la obra	Tn/Km	0.005	0.31	0.002	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.002
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					3.8
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.000 %</b>					0.76
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.000 %</b>					0
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					4.56
<b>VALOR OFERTADO</b>					4.56

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO:** Encofrado y desencofrado tablero para puentes, sobre vigas de acero

**UNIDAD:** m2

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramienta manual y menor de construcción	5.00 %MO	0.351			0.351
<b>SUBTOTAL M</b>					0.351
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3.83	15.32	0.2	3.064
Albañil	4	3.87	15.48	0.2	3.096
Estruc. Ocup. B3	1	4.3	4.3	0.2	0.86
<b>SUBTOTAL N</b>					7.02
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tablas	u	1.04	2.7	2.808	
Rieles de madera	u	0.25	2.2	0.55	
Puntales	m	6.33	0.4	2.532	
Clavos	lbs	0.4	0.72	0.288	
Desmoldante	kg	0.005	2.8	0.014	
<b>SUBTOTAL O</b>					6.192
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					13.563
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.000 %</b>					2.713
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.000 %</b>					0
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					16.276
<b>VALOR OFERTADO</b>					16.28

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO:** Acero de refuerzo fy=4,200kg/cm2; Inc. cort, doblado y colocado

**UNIDAD:** Kg

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramienta manual y menor de construcción	5.00 %MO	0.026			0.026
<b>SUBTOTAL M</b>					0.026
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.83	3.83	0.06667	0.255
Albañil	1	3.87	3.87	0.06667	0.258
<b>SUBTOTAL N</b>					0.513
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Hierro corrugado microaleado	Kg	1.02	1.1	1.122	
Alambre galvanizado #18	Libras	0.035	1.3	0.046	
<b>SUBTOTAL O</b>					1.168
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
Acero de refuerzo a la obra	Tn/Km	0.00545	0.31	0.002	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.002
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					1.709
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.000 %</b>					0.342
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.000 %</b>					0
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					2.051
<b>VALOR OFERTADO</b>					2.05

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO:** Hormigón simple f'c=280 Kg/cm2., en losa tablero

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concretera	1	3.75	4	1.25	5
Vibrador	1	3.125	3.25	1.25	4.0625
Herramienta manual y menor de construcción	5.00 %MO	2.428			6.688
<b>SUBTOTAL M</b>					15.7505
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	7	3.83	26.81	1.25	33.513
Albañil	2	3.87	7.74	1.25	9.675
Estruc. Ocup. B3	1	4.3	4.3	1.25	5.375
<b>SUBTOTAL N</b>					48.563
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I	Saco	10.54	7.32	77.1528	
Polvo de piedra	m3	0.95	10	9.5	
Ripio triturado 3/4"	m3	1.05	14	14.7	
Agua	m3	0.98	2	1.96	
<b>SUBTOTAL O</b>					103.3128
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
Cemento a la obra	Saco/Km	40.7	0.017	0.692	
Polvo de piedra a la obra	m3/Km	3.25	0.31	1.008	
Ripio triturado a la obra	m3/Km	4.75	0.31	1.473	
<b>SUBTOTAL P</b>					3.173
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					170.7993
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.000 %</b>					34.15986
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.000 %</b>					0
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					204.95916
<b>VALOR OFERTADO</b>					204.96

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

## **Anexo E: Análisis de Precios Unitarios Hormigón Presforzado**



**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO:** Hormigón simple f'c=350 Kg/cm2., en losa tablero

**UNIDAD:** m3

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concretetera	1	3.75	3.75	1.25	4.688
Vibrador	1	3.125	3.125	1.25	3.906
Herramienta manual y menor de construcción	5.00 %MO	2.428			2.428
<b>SUBTOTAL M</b>					11.022
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	7	3.83	26.81	1.25	33.513
Albañil	2	3.87	7.74	1.25	9.675
Estruc. Ocup. B3	1	4.3	4.3	1.25	5.375
<b>SUBTOTAL N</b>					48.563
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I	Saco	12.45	7.32	91.134	
Polvo de piedra	m3	0.9	10	9	
Ripio triturado 3/4"	m3	1.15	14	16.1	
Agua	m3	0.15	2	0.3	
<b>SUBTOTAL O</b>					116.534
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
Cemento a la obra	Saco/Km	40.7	0.017	0.692	
Polvo de piedra a la obra	m3/Km	3.25	0.31	1.008	
Ripio triturado a la obra	m3/Km	4.75	0.31	1.473	
<b>SUBTOTAL P</b>					3.173
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					179.292
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.000 %</b>					35.8584
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.000 %</b>					0
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					215.1504
<b>VALOR OFERTADO</b>					215.15

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO:** Encofrado y desencofrado tablero para puentes, sobre vigas de acero

**UNIDAD:** m2

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramienta manual y menor de construcción	5.00 %MO	0.351			0.351
<b>SUBTOTAL M</b>					0.351
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3.83	15.32	0.2	3.064
Albañil	4	3.87	15.48	0.2	3.096
Estruc. Ocup. B3	1	4.3	4.3	0.2	0.86
<b>SUBTOTAL N</b>					7.02
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tablas	u	1.04	2.7	2.808	
Rieles de madera	u	0.25	2.2	0.55	
Puntales	m	6.33	0.4	2.532	
Clavos	lbs	0.4	0.72	0.288	
Desmoldante	kg	0.005	2.8	0.014	
<b>SUBTOTAL O</b>					6.192
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					13.563
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.000 %</b>					2.713
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.000 %</b>					0
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					16.276
<b>VALOR OFERTADO</b>					16.28

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO:** Acero de refuerzo fy=4,200kg/cm2; Inc. cort, doblado y colocado

**UNIDAD:** Kg

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramienta manual y menor de construcción	5.00 %MO	0.026			0.026
<b>SUBTOTAL M</b>					0.026
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.83	3.83	0.06667	0.255
Albañil	1	3.87	3.87	0.06667	0.258
<b>SUBTOTAL N</b>					0.513
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Hierro corrugado microaleado	Kg	1.02	1.1	1.122	
Alambre galvanizado #18	Libras	0.035	1.3	0.046	
<b>SUBTOTAL O</b>					1.168
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
Acero de refuerzo a la obra	Tn/Km	0.00545	0.31	0.002	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.002
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					1.709
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.000 %</b>					0.342
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.000 %</b>					0
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					2.051
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					<b>VALOR OFERTADO</b>
					2.05

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO:** Hormigón simple f'c=280 Kg/cm2., en losa tablero

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concretera	1	3.75	4	1.25	5
Vibrador	1	3.125	3.25	1.25	4.0625
Herramienta manual y menor de construcción	5.00 %MO	2.428			6.688
<b>SUBTOTAL M</b>					15.7505
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	7	3.83	26.81	1.25	33.513
Albañil	2	3.87	7.74	1.25	9.675
Estruc. Ocup. B3	1	4.3	4.3	1.25	5.375
<b>SUBTOTAL N</b>					48.563
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I	Saco	10.54	7.32	77.1528	
Polvo de piedra	m3	0.95	10	9.5	
Ripio triturado 3/4"	m3	1.05	14	14.7	
Agua	m3	0.98	2	1.96	
<b>SUBTOTAL O</b>					103.3128
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
Cemento a la obra	Saco/Km	40.7	0.017	0.692	
Polvo de piedra a la obra	m3/Km	3.25	0.31	1.008	
Ripio triturado a la obra	m3/Km	4.75	0.31	1.473	
<b>SUBTOTAL P</b>					3.173
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					170.7993
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.000 %</b>					34.15986
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.000 %</b>					0
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					204.95916
<b>VALOR OFERTADO</b>					204.96

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**