



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

POSGRADO

Tema: “Análisis comparativo del costo-beneficio de la superestructura del puente ubicado en la parroquia Altar, considerando dos sistemas: losa sobre vigas de acero y losa sobre vigas de hormigón pretensado.”

Trabajo de Titulación, previo a la obtención del Título de Cuarto Nivel de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas.

Modalidad del Trabajo de Titulación: Proyecto de titulación con componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo.

AUTOR: Ing. Alvaro Santiago Cáceres Santacruz.

DIRECTOR: Ing. Ramírez Cabrera Wladimir José, MSc.

Ambato – Ecuador

2025

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

El Tribunal receptor de la defensa del Trabajo de Titulación, presidido por: Ing. Santiago Paúl Cabrera Anda, Mg., e integrado por los señores: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino Mg., e Ing. Oscar Iván Analuiza Maiza Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación de Posgrados de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COSTO-BENEFICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE UBICADO EN LA PARROQUIA ALTAR, CONSIDERANDO DOS SISTEMAS: LOSA SOBRE VIGAS DE ACERO Y LOSA SOBRE VIGAS DE HORMIGÓN PRETENSADO." elaborado y presentado por el señor Ing. Álvaro Santiago Cáceres Santacruz., para optar por el Título de cuarto nivel de Magíster en Ingeniería Civil con mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación, el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.



Ing. Santiago Paúl Cabrera Anda, Mg.
Presidente y Miembro del Tribunal



Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.
Miembro del Tribunal



Ing. Oscar Iván Analuiza Maiza, Mg.
Miembro del Tribunal

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COSTO-BENEFICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE UBICADO EN LA PARROQUIA ALTAR, CONSIDERANDO DOS SISTEMAS: LOSA SOBRE VIGAS DE ACERO Y LOSA SOBRE VIGAS DE HORMIGÓN PRETENSADO”**, le corresponde exclusivamente a: Ing. Álvaro Santiago Cáceres Santacruz, Autor bajo la Dirección de: Ing. Ramírez Cabrera Wladimir José MSc., Director del Trabajo de Titulación, y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato

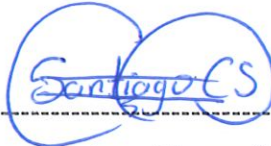
Ing. Alvaro Santiago Cáceres Santacruz.
C.C.: 1400697577
AUTOR

Ing. Ramírez Cabrera Wladimir José, MSc.
C.C.: 1804420220
DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi trabajo, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad.



Ing. Alvaro Santiago Cáceres Santacruz.

C.C.: 1400697577

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

PORTADA	iii
A la unidad académica de titulación de la facultad de ingeniería civil y mecánica.....	iii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	v
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
AGRADECIMIENTO.....	x
DEDICATORIA	xi
RESUMEN EJECUTIVO	xii
ABSTRACT.....	xiii
CAPÍTULO I EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Introducción	1
1.2. Justificación	2
1.3. Objetivos.....	3
1.3.1. General	3
1.3.2. Específicos	3
CAPITULO II MARCO TEORICO	4
2.1 Antecedentes investigativos.....	4
2.2 Fundamentación científica	8
2.1.1 Filosofía de diseño de puentes convencionales.....	8
2.1.2 Hormigón pretensado.....	9
2.1.2.1 Ventajas del hormigón pretensado	10
2.1.3 Puente con vigas metálicas	10
2.1.3.1 Elementos Principales	10
2.1.3.2 Criterios de Diseño.....	11
2.1.3.3 Ventajas de un puente con vigas metálicas	11

2.1.4 Requisitos Generales.....	12
2.1.5 Estados limites	12
2.1.5.1 Estados límite de servicio	12
2.1.5.2 Estados límite de Fatiga y Fractura.....	12
2.1.5.3 Estados límite de Resistencia.....	12
2.1.5.4 Estados límite de Evento Extremo	13
2.1.5.5 Ductilidad.....	13
2.1.6 Cargas y Factores de cargas	13
2.1.6.1 Definición de Cargas Permanentes	13
2.1.6.2 Definición de Cargas Variables	14
2.1.7 Determinación de Cargas Permanentes.....	14
2.1.7.1 Cargas Muertas: DC, DW, y EV	14
CAPITULO III MARCO METODOLÓGICO	15
3.1 Tipo de investigación.....	15
3.2 Población o muestra:.....	15
3.3 Prueba de Hipótesis - pregunta científica – idea a defender	15
3.4 Recolección de información:	15
3.5 Procesamiento de la información y análisis estadístico:	16
CAPITULO IV	17
RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	17
4.1. Descripción del caso actual del puente	17
4.2 Cargas y factores de carga	17
4.2 Resultado del análisis estructural.....	24
4.2.1 Puente mixto (losa de concreto + vigas de acero).....	25
4.2.1.1 Tablero de concreto:.....	25
4.2.1.2 Vigas de acero:.....	27
4.2.2. Puente pretensado	35
4.3. Análisis comparativo de costos de los elementos principales del puente	42
4.4. Discusión.....	43
CAPÍTULO V	45
CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA, ANEXOS.	45
5.1 Conclusiones	45
5.2 Recomendaciones	45

5.3 Bibliografía	46
5.4 Anexos	50

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Comparación económica del sistema de vigas pretensadas vs. Vigas de acero.	4
Tabla 2. Tipo y número de puentes colapsados en Ecuador	7
Tabla 3. Pesos específicos	14
Tabla 4. Cargas sobre la super estructura	17
Tabla 6. Dimensiones de las vigas.....	21
Tabla 7. Materiales	22
Tabla 8. Deflexiones sobre el puente según los casos de análisis	42
Tabla 9. Análisis comparativo entre pesos y costos de los elementos principales del puente .	43

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Aplicación de las cargas en el hormigón pretensado	9
Figura 2. Hormigones pretensados y el diagrama del bloque de compresión	9
Figura 3. Carga de baranda derecha e izquierda	17
Figura 4. Carga peatonal sobre acera derecha e izquierda	18
Figura 5. Carga de la capa de rodadura	18
Figura 6. Camión de diseño HL-93	19
Figura 7. Camión de diseño HL-93	19
Figura 8. Vista lateral y vista superior de la super estructura del puente	20
Figura 9. Viga de hormigón pretensada	23
Figura 10. Sección puente mixto	24
Figura 11. Diseño en rotura del tablero - Estado Limite de Resistencia I	26
Figura 12. Verificación por control de fisuración- Estado Limite de Servicio	27
Figura 13. Verificación por pandeo lateral torsional (ala en compresión)	27
Figura 14. Deflexión por el camión de diseño (LL+IM)	29
Figura 15. Deflexión por carga de camión sin carril	29
Figura 16. Momento por carga muerta permanente MDW	30
Figura 17. Momento por carga viva más impacto (LL+IM)	30
Figura 18. Determinación del tráfico proyectado	31
Figura 19. Valor del momento en Estado Límite de Fatiga	31
Figura 20. Cálculo del momento plástico para la sección en flexión positiva	32
Figura 21. Reacciones en los apoyos por estado límite de Resistencia I	34
Figura 22. Ratio demanda/ capacidad en Resistencia I	35
Figura 23. Valor del momento por carga muerta en estado límite de resistencia I	36
Figura 24. Esquema de configuración del acero pretensado	39
Figura 25. Acero de refuerzo transversal en vigas	40
Figura 26. Acero por corte horizontal mínimo	40
Figura 27. Refuerzo de confinamiento	41
Figura 28. Valor del esfuerzo cortante por estado límite de resistencia I	41

AGRADECIMIENTO

A Dios por darme sabiduría y fuerza necesaria para alcanzar una meta de mi vida.

Gracias a la Universidad Técnica de Ambato y a sus docentes por compartir los conocimientos en las aulas.

Al Ing. Ramírez Cabrera Wladimir José, MSc, por su guía, aporte, dirección y supervisión en este proyecto.

DEDICATORIA

A mi esposa: Katherine, e hijos Romina y Santiago por darme su apoyo y ser quienes han conformado un sólido pilar en mi camino, este logro es tan suyo como mío. Pues su sola presencia y apoyo merman el cansancio y agobio en momentos difíciles.

RESUMEN EJECUTIVO

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo analizar la relación costo beneficio de puentes losa sobre vigas con distintos tipos vigas: vigas pretensadas y vigas metálicas. Se realizaron los análisis basados en modelos estructurales, empleando normativa AASHTO LRFD, mediante las cuales se confirmó que los dos diseños cumplen con los criterios de seguridad y desempeño.

Se diseñaron y analizaron mediante el uso de software especializado los dos sistemas de puentes, donde se recogieron los pesos en toneladas de los principales materiales que componen el tablero de concreto y las vigas de acero del puente mixto. Además de los concretos que poseen resistencias distintas que conforman el puente de vigas pretensadas. Estos datos se extrajeron del software de diseño y la recopilación de los datos de costos económicos se realizó consultando los procesos de contratación pública del Portal de Compras públicas de Ecuador, abarcando el periodo 2024-2025. Los costos finales se determinaron a través del análisis de precios unitarios, multiplicando el volumen de cada material por el costo total. Obteniendo así un detalle de costos finales. Se evidenció que para una luz idéntica de 50 metros, el sistema mixto (losa de concreto y vigas de acero) resulto ser significativamente más costoso, con un costo final de \$ 998.757,66 y un peso de los componentes principales de la super estructura de 433.04 T, en contraste con el puente de vigas pretensadas, que alcanzo un costo de solo \$ 240.141,66 con un peso 678.40 T, evidenciando una diferencia de costos superior al cuádruple entre ambos sistemas.

DESCRIPTORES: COSTOS ESTRUCTURA DE ACERO, DISEÑO DE PUENTES PRETENSADOS, DISEÑO DE PUENTES MIXTOS, AASHTO LRFD.

ABSTRACT

This research aims to analyze the cost-benefit ratio of slab-on-girder bridges with different types of beams: prestressed beams and steel beams. Analyses were performed based on structural models, using AASHTO LRFD standards, which confirmed that both designs meet the safety and performance criteria.

The two bridge systems were designed and analyzed using specialized software. Weights in tons were collected for the main materials comprising the concrete deck and steel beams of the composite bridge, as well as for the concrete with varying strengths used in the prestressed beam bridge. This data was extracted from the design software, and economic cost data was compiled by consulting the public procurement processes on the Ecuadorian Public Procurement Portal, covering the period 2024-2025. Final costs were determined through unit price analysis, multiplying the volume of each material by the total cost, thus obtaining a detailed breakdown of final costs. It was found that for an identical span of 50 meters, the composite system (concrete slab and steel beams) proved to be significantly more expensive, with a final cost of \$998,757.66 and a weight of 433.04 T for the main components of the superstructure, in contrast to the prestressed beam bridge, which cost only \$240,141.66 and weighed 678.40 T, demonstrating a cost difference of more than four times between the two systems.

KEYWORDS: STEEL STRUCTURE COSTS, PRESTRESSED BRIDGE DESIGN, COMPOSITE BRIDGE DESIGN, AASHTO LRFD.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Introducción

Durante el desarrollo del trabajo investigativo presentado a continuación se realizó un análisis comparativo del costo-beneficio de la superestructura del puente ubicado en la parroquia Altar, considerando sistemas estructurales como losa sobre vigas de acero y losa sobre vigas de hormigón pretensado, estas condiciones se presentan como alternativa para vencer la geografía propia de la parroquia el Altar, del cantón Penipe, Provincia de Chimborazo y al mismo tiempo como una opción para incrementar el desarrollo económico de sus beneficiarios. Una red vial eficiente permite mejorar innumerables aspectos que engloban el transporte humano y de carga, esencialmente al reducir los trayectos y tiempos de transporte entre destinos.

Así mismo, la presente se segmenta en cinco capítulos, pasando entre antecedentes, marco teórico, así como un marco metodológico, análisis y discusión de resultados, hasta finalizar con conclusiones, recomendaciones, bibliografía y por último anexos, de tal forma que la investigación distribuya la información adecuadamente para su total comprensión.

Es imperante el hecho de transmitir la metodología empleada en el documento presente, así en primer lugar se contempla un prediseño de los elementos estructurales que componen la superestructura del puente, tanto para el tablero tipo losa sobre vigas de acero como para el tablero sobre vigas de hormigón pretensado, posterior al prediseño y con la ayuda de un software ingenieril se definieron las secciones definitivas de los sistemas estructurales, todo esto tomando en cuenta la normativa “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” para tal efecto [1].

De igual modo, se realizó un análisis costo-beneficio de tal forma que el producto de este estudio sea referencial para formar criterios que permitan a calculistas inclinarse por sistemas estructurales que mantengan una concordancia sólida entre la inversión y seguridad estructural.

Por último, mediante la implementación de gráficas y tablas resumen se compararon los resultados obtenidos por las simulaciones en los escenarios ya antes mencionados, así como una selección del sistema estructural bajo el criterio que señala que el mejor sistema estructural debe ser el menos costoso, cumpliendo con las demandas de capacidad a las que se somete el puente.

1.2.Justificación

El sistema de red vial de un país es primordial para el desarrollo económico, social y turístico porque permite el comercio entre varias regiones, para ello es necesario generar una conectividad adecuada y segura por lo que es importante la creación de nuevas carreteras y puentes. Las características geográficas en Ecuador hacen que sea indispensable la implementación de estructuras viales de gran importancia, permitiendo así generar trayectos de movilización más cortos y con menores tiempos [2]

En el Ecuador, según un estudio realizado a 72 puentes que colapsaron entre los años 2000-2022 se encontró que el 47% son puentes de acero, 40% puentes de hormigón y el 13% de madera y otros materiales constructivos. Entre las principales causas de colapso se encuentran la deficiencia estructural y de diseño, esto se debe a que la Norma VIAL NEVI 12 [3], norma encargada del diseño de vías y de puentes en Ecuador, no proporciona la información necesaria para diseñar un puente losa sobre vigas acero a diferencia de los puentes en losa sobre viga de hormigón. Aunque en Ecuador se han construido muchos puentes, no existe una norma acorde a las condiciones, la falta de una norma ha obligado a los profesionales a diseñar interpretando la norma según su criterio. Es por ello la importancia de implementar un sistema apropiado de planificación y administración de recursos en la construcción [4].

Tradicionalmente en la fase inicial de un proyecto no se realiza un estudio de costo beneficio con respecto al diseño, la cantidad y tipo de materiales, esta situación crea problemas en los proyectos generando sobrecostos a corto plazo y a largo plazo generando problemas estructurales [5]. En Ecuador los puentes de hormigón y los puentes de acero han sido los puentes con mayor acogida. Estos puentes han sido construidos por todo el país a costos bastante altos, significando un perjuicio para el estado [2].

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 el diseño de estructura o superestructura, se debe evaluar todas las opciones de materiales y escoger la más adecuada [6].

Un análisis comparativo enfocado en el precio por unidad de los materiales resulta insuficiente. Los beneficios de 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 [6]. En esta disertación se pretende realizar una evaluación costo-beneficio de dos opciones de puentes para la determinación del material más adecuado constructivamente para la superestructura de un puente en la parroquia el Altar.

1.3. Objetivos

1.3.1. General

Analizar el costo-beneficio de la superestructura del puente ubicado en la parroquia Altar, considerando dos sistemas: losa sobre vigas de acero y losa sobre vigas de hormigón pretensado.

1.3.2. Específicos

- a) Realizar el prediseño para dimensionar los elementos estructurales de los dos sistemas propuestos, en base a las solicitaciones impuestas sobre el puente.
- b) Diseñar la super estructura de los dos sistemas acorde a los criterios de la normativa vigente.
- c) Realizar un análisis costo beneficio para comprar los dos tipos de sistemas constructivos de la super estructura.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

A continuación, se presentan antecedentes investigativos relevantes tanto a nivel nacional como internacional que permitirán contextualizar el tema propuesto. Además, se incorporan conceptos claves que permitirán generar argumentos y análisis en la sección de análisis y discusión de resultados.

2.1 Antecedentes investigativos

A nivel mundial, se destaca el trabajo de Japtap y Shahezad [7] y Shahezad y Bobade [8], donde se evidencian resultados que rigen un margen de acuerdo con las luces que contengan. Así los tramos menores a 15 m pueden incluir vigas de acero en su configuración estructural, en tramos que van desde los 15 a 36 metros de longitud, se tomará una decisión en base a las secciones del tablero, así como la ubicación de este. Finalmente, si la luz del puente supera los 24 metros de longitud, las vigas de hormigón pretensado son notoriamente superiores a las vigas de acero, puesto que resultan en un incremento del 37% como se observa en la Tabla 1, respecto al costo total del proyecto. En conclusión, el estudio advierte que el hormigón pretensado requiere mayor supervisión y mayor control de calidad, pero sin duda en luces grandes ofrece una gran durabilidad.

Tabla 1. Comparación económica del sistema de vigas pretensadas vs. Vigas de acero.

Viga N°	Luz (m)	Costo estimado de la viga de placa de acero (en rupias).	Costo estimado de la viga de hormigón pretensado (en rupias).	Diferencia
1	12	123421.56	163090.20	24%
2	18	259385.41	379498.35	32%
3	24	446533.71	705246.15	37%
4	30	712229.06	1205331.75	41%
5	36	1023006.48	1908847.5	46%

Nota: Valores obtenidos de [7].

En [9], se realizó un análisis comparativo de costos entre puentes que contienen vigas de acero y puentes que contienen vigas de hormigón armado, bajo un entorno que contempla el incremento en la congestión de tráfico para una luz entre estribos de 25 metros. Dentro de las conclusiones del

estudio, se destaca que el sistema de hormigón armado resulta más pesado y en consecuencia acarrea mayores gastos para los cimientos y subestructuras del puente. Por otro lado, las vigas de acero obtuvieron resultados que reflejan mayor sostenibilidad y eficiencia al tener menor peso, al mismo tiempo que reflejan un mejor comportamiento tanto a tensión como a compresión. Finalmente, concluye que el análisis de costos debe incluir tanto costos de construcción como de mantenimiento.

Por otro lado, los autores de [10] resaltan en su investigación que las vigas de hormigón pretensado producen un peso elevado, de forma tal que su manejo en sitio aumenta los costos producidos en cimentación debido al refuerzo que necesitan para compensar las fuerzas estáticas que en el se producen. En la fase de comparación de resultados se comparan momentos flectores, fuerzas cortantes y desplazamientos a lo largo del tramo de 25 metros de longitud, de aquí que el comportamiento del momento flector obtuvo una variación del 56% a favor de las vigas de acero, además, los desplazamientos verticales fueron 45% mayores en las vigas de acero en comparación con las vigas pretensadas y finalmente, la fuerza cortante de las vigas de acero fueron 26% menores que en el modelo de vigas pretensadas. En conclusión, el peso propio que se genera en las vigas de hormigón pretensado produce mayor momento flector además de una mayor fuerza cortante, de modo que asegura que las vigas de acero pueden ser de mayor utilidad debido a que el peso que producen es menor.

En Ecuador, el diseño y análisis de puentes se basa en la norma vigente, Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12-MTOP [3], la cual proporciona los parámetros de diseño para puentes con estructuras de vigas de hormigón armado, vigas de hormigón pretensado y postensado, a pesar de esto no existe información sobre el diseño de puentes losa sobre vigas con vigas metálicas. De igual manera sucede en otros países como Canadá, donde su Código de diseño de puentes de carreteras canadienses (CHBDC) proporciona fórmulas para determinar la distribución de la carga viva con factores para puentes compuestos de losa sobre viga. Al desarrollar las fórmulas se ignoraron factores como la contribución de elementos secundarios como los arriostramientos laterales en puentes, lo que lleva a un diseño conservador en algunos casos y a un riesgo de inseguridad [11].

Por tal motivo los ingenieros estructurales utilizan como guía la American Association of State Highway and Transportation [12] la cual indica los parámetros a utilizar en el diseño de puentes. Así pues, existen varios autores que han interpretado la norma como Torres [13] y Barker y Puckett [14] que ayudan a interpretar correctamente la norma, por esta razón el uso de guías para la realización del diseño es de gran ayuda para poder entender de mejor manera los códigos regidores, sabiendo que estos códigos utilizan lenguaje técnico.

Así mismo para lograr un buen diseño de puentes, se debe tener en cuenta las condiciones geográficas y geológicas del sitio. Es por ello indispensable definir las alturas libres, las luces óptimas de acuerdo con las necesidades de cada uno, los sistemas constructivos y el método de construcción [15].

Se debe recordar que 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 [16]. En Estados Unidos se realizó un estudio, donde se analizaron 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%) [17]. Se observó que el material más utilizado es el acero.

El Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC, por sus siglas en inglés) [18], en conjunto con el Alianza Nacional de Puentes de Acero (NSBA por sus siglas en inglés)[19], 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 a mencionar el impacto ambiental de la utilización de estructura metálica por su facilidad de reciclaje [20].

Algo semejante ocurre con respecto a los costos, el puente de acero refleja un valor más bajo que la construcción de un puente en hormigón, por lo que su construcción es más frecuente [21]. Entre las ventajas de construir en puente en acero se tiene su peso, ya que es mucho menor al peso de un puente en hormigón, lo cual reduce casi a la mitad las fuerzas sísmicas como las reacciones que llegan a la cimentación [22]. 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 [23]. 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 [23].

Una investigación realizada en Ecuador [24], como se observa en la Tabla 2, señala que del total de puentes analizados, el 47% de las fallas se concentran en estructuras de hormigón. En este contexto, la causa principal de estas fallas radica en la deficiencia estructural, falta de mantenimiento, sobre cargas de impacto y además deficiencias constructivas. A modo de ejemplo se destaca el caso del puente Jipijapa, cuya estructura principal era de hormigón pretensado y que colapso el 14 de octubre de 2021.

Tabla 2. Tipo y número de puentes colapsados en Ecuador [24]

Tipo de puente	Material	Número de fallas	%
Alcantarilla	Hormigón	1	1.39%
Arco	Acero	2	2.78%
Armadura	Acero	3	4.17%
Atirantado	Hormigón	1	1.39%
Bailey	Acero	7	9.72%
Colgante	Acero	6	8.33%
	Madera	5	6.94%
Losa	Hormigón	7	9.72%
Viga	Hormigón	24	33.33%
	Acero	11	15.28%
	Madera	4	5.56%
Viga-cajón	Hormigón	1	1.39%
Total		72	100%

Como se mencionó, cada material presenta sus ventajas y desventajas. En Ecuador muchos de los puentes que se han construido a gran escala en los últimos años, como son el puente sobre el río Chiche [25], o el puente de Bahía de Caráquez-San Vicente, son a base de hormigón pretensado [26]. En la actualidad se tiene una idea general que el hormigón pretensado es el mejor material para la construcción de puentes, sin embargo, en Ecuador no se posee estudios formales que respalden este hecho. Por lo tanto, queda espacio para analizar qué pasa con luces no tan representativas como los puentes mencionados.

Por otra parte, se debe recordar que los proyectos de infraestructura pública juegan un papel crucial en la mejora de la calidad de vida de los ciudadanos y en el impulso de la economía local [27]. Sin

embargo, la gestión de estos proyectos a menudo enfrenta desafíos significativos, como la planificación inadecuada, el control deficiente y la gestión ineficiente de los recursos [28]. A través de los años el cantón Penipe se ha visto afectado por sucesos naturales como la erupción del volcán Tungurahua, fuertes lluvias que han ocasionado crecidas en los ríos y deslizamientos de tierra afectando la red vial en su estructura física y puentes que son atravesados por los ríos crecidos además de las inundaciones, lo que dificulta la movilidad de las personas y vehículos [29].

Durante los últimos años se ha intentado comparar la eficiencia de la superestructura de los puentes losa sobre vigas de acero con respecto a los puentes losa sobre vigas de hormigón pretensado. Esta comparación rigurosa abarca la complejidad constructiva, la cuantificación de materiales, la estimación de los tiempos constructivos, y la determinación del costo global de cada alternativa estructural [21]. Algo semejante ocurre con el trabajo [30], donde se desarrolló un modelo comparativo entre puentes de concreto y puentes con estructura metálica, que sugiere que construir un puente con una superestructura metálica presenta las mismas cualidades estructurales que un puente en concreto, con respecto al costo indica que se genera una menor inversión en un puente construido en acero [30]. Al realizar las comparaciones de costo-beneficio se considera desde la etapa de diseño, etapa constructiva y etapa de mantenimiento [31].

2.2 Fundamentación científica

Los puentes se definen como una estructura diseñada para salvar obstáculos físicos, como ríos, valles, carreteras o vías férreas, permitiendo la continuidad del tránsito de personas, vehículos o servicios. Su función principal es transmitir las cargas del tablero hacia los apoyos y, finalmente, al terreno de fundación, garantizando la estabilidad y seguridad estructural de la vía [32]

2.1.1 Filosofía de diseño de puentes convencionales

La normativa AASHTO LRFD Bridge Design Specifications [18], establece principios basados en estados límites, ductilidad, redundancia e importancia operativa, donde se garantice la constructibilidad, seguridad, serviciabilidad, sin dejar de lado aspectos como la economía y estética del puente en su zona de implantación.

2.1.2 Hormigón pretensado

El hormigón pretensado es una variante del hormigón reforzado en la cual se introducen tensiones internas de compresión previamente al uso de la estructura, mediante el tensado de cables o alambres de acero de alta resistencia, con el fin de compensar las tensiones de tracción que se producirán durante la carga de servicio.

Según Neville y Brooks [33] , este método mejora el comportamiento estructural del concreto, incrementa su capacidad resistente, disminuye la fisuración y permite el uso de elementos más largos y delgados, lo que resulta especialmente ventajoso en la construcción de puentes y estructuras de gran luz [33].

En la Figura 1, se observa que la carga se aplica bajo el eje de simetría de la sección, provocando que la parte superior del diagrama de bloque equivalente de esfuerzos se encuentre la tensión mínima, mientras que la parte inferior acumula gran cantidad de esfuerzos de compresión[34].

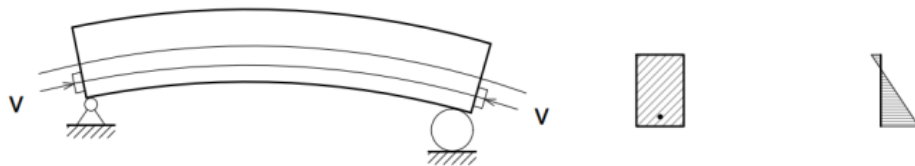


Figura 1. Aplicación de las cargas en el hormigón pretensado [34]

Una vez finalizada esta etapa, se aplican las cargas exteriores y se compensan los esfuerzos internos del hormigón [34]. Tal como se muestra en la Figura 2.

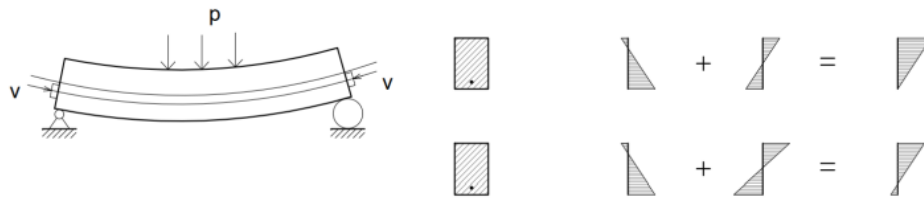


Figura 2. Hormigones pretensados y el diagrama del bloque de compresión[34]

2.1.2.1 Ventajas del hormigón pretensado

El hormigón pretensado ofrece una serie de ventajas estructurales, económicas y funcionales que lo convierten en una de las soluciones más eficientes en la construcción de puentes modernos. Entre las principales ventajas se destacan:

- Mayor capacidad resistente: al introducir esfuerzos de compresión previos, se reducen o eliminan las fisuras por tracción, mejorando la durabilidad estructural.
- Reducción del peso propio: permite secciones más delgadas y ligeras, disminuyendo el consumo de materiales y el peso total de la superestructura.
- Mayor luz libre entre apoyos: posibilita el diseño de puentes con mayores vanos sin necesidad de apoyos intermedios, facilitando el paso de ríos o vías.
- Menor mantenimiento: al disminuir la fisuración, se reduce la penetración de agentes agresivos, prolongando la vida útil de la estructura.
- Economía a largo plazo: aunque el costo inicial puede ser superior, su durabilidad y bajo mantenimiento compensan el gasto en el ciclo de vida del puente.
- Comportamiento estructural uniforme: el pretensado controla la deformación y deflexión, garantizando un desempeño más estable ante cargas variables.

Según Neville y Brooks (2010), el uso del hormigón pretensado “proporciona estructuras más ligeras, resistentes y duraderas, ideales para elementos estructurales de grandes luces como vigas y puentes[33].

2.1.3 Puente con vigas metálicas

Los puentes mixtos son un tipo de puente compuesto donde la losa de concreto (tablero) y las vigas de acero actúan conjuntamente para resistir las cargas.

2.1.3.1 Elementos Principales

- Vigas de Acero: Suelen ser de sección I (laminadas o armadas) o de sección cajón (box girder). Las vigas armadas permiten secciones más eficientes y el uso de rigidizadores (transversales y longitudinales) para aumentar la resistencia al pandeo.

- Losa de Concreto: El tablero soporta directamente las cargas de tráfico. En la sección compuesta, actúa como el patín de compresión de la viga, incrementando significativamente la capacidad a flexión del conjunto.

2.1.3.2 Criterios de Diseño

El diseño de estos puentes, regido típicamente por las especificaciones AASHTO LRFD, se centra en varios aspectos:

- Capacidad a Flexión (Momento): Suele ser el criterio más determinante. Se calcula la resistencia nominal del momento (M_n) de la sección compuesta.
- Capacidad a Corte: Verificación de las vigas de acero, prestando atención al alma y la necesidad de rigidizadores.

2.1.3.3 Ventajas de un puente con vigas metálicas

Las ventajas de construir un puente tipo losa con vigas metálicas son:

- Mayor capacidad de carga y eficiencia estructural

Las vigas metálicas proporcionan alta resistencia a tracción, mientras que la losa de hormigón ofrece resistencia a compresión. Esta combinación permite una mayor capacidad de carga y una distribución eficiente de los esfuerzos.

- Construcción más rápida y reducción de tiempos de obra

La prefabricación de las vigas metálicas y la posibilidad de realizar la losa de hormigón in situ o mediante paneles prefabricados agiliza el proceso constructivo, reduciendo los tiempos de ejecución.

- Reducción del peso muerto de la estructura

El uso de acero permite una sección más esbelta y ligera en comparación con soluciones completamente de hormigón, lo que disminuye el peso muerto de la estructura y puede reducir los costos de cimentación.

- Adaptabilidad y flexibilidad en el diseño

Las estructuras mixtas ofrecen mayor flexibilidad en el diseño, permitiendo adaptarse a diferentes condiciones geográficas y requisitos funcionales, como puentes de tránsito vehicular o ferroviario.

2.1.4 Requisitos Generales

Los puentes deberán ser diseñados teniendo en cuenta los Estados Límite que se especificarán, para cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética[35].

2.1.5 Estados limites

2.1.5.1 Estados límite de servicio

El estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio [35]

2.1.5.2 Estados límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número esperado de ciclos correspondientes a ese rango de esfuerzos [35].

El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un conjunto de requisitos de tenacidad del material.

El estado límite de fatiga intenta limitar el crecimiento de grietas bajo cargas repetitivas para prevenir la fractura durante la vida de diseño de puentes.

2.1.5.3 Estados límite de Resistencia

El estado límite de resistencia debe ser considerado para asegurar la resistencia y estabilidad. Ambas, local y global son dadas para resistir las combinaciones de cargas especificadas estadísticamente que se espera que un puente experimente durante su vida de diseño.

Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga [35].

2.1.5.4 Estados límite de Evento Extremo

El estado límite de evento extremo debe ser considerado para asegurar la supervivencia estructural de un puente durante un sismo importante o durante inundaciones o cuando es colisionado por un buque, vehículos o flujos de hielo, posiblemente bajo condiciones severas de socavación.

O período de retorno que puede ser significativamente mayor que la vida útil del diseño del puente [35].

2.1.5.5 Ductilidad

El sistema estructural de un puente será proporcionado y detallado de tal forma que se asegure en los estados límites de resistencia y evento extremo el desarrollo de significantes deformaciones inelásticas visibles antes de la falla [35].

Se puede aceptar el uso de aparatos disipadores de energía para proveer ductilidad.

Los disipadores de energía pueden ser sustituidos por sistemas convencionales de resistencia sísmica dúctil.

Valores de n_D para el Estado Límite de Resistencia:

$n_D \geq 1.05$ para elementos y conexiones no dúctiles
= 1.00 para diseños y detalles convencionales que cumplen con estas Especificaciones
 ≥ 0.95 para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por estas Especificaciones.

Para todos los demás estados límites:

$n_D = 1.00$

2.1.6 Cargas y Factores de cargas

Esta sección especifica requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de carga y combinaciones de cargas usadas para diseñar puentes nuevos [35].

2.1.6.1 Definición de Cargas Permanentes

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura o al balasto, los rieles y durmientes de ferrocarriles [35].

2.1.6.2 Definición de Cargas Variables

Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas, las fuerzas laterales sobre rieles. También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y supresiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento [35].

2.1.7 Determinación de Cargas Permanentes

2.1.7.1 Cargas Muertas: DC, DW, y EV

El peso propio (DC) se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas (DW) incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos y cables [35].

El peso propio y las cargas muertas serán estimados sobre la base de las dimensiones indicadas en planos y en cada caso considerando los valores medios de los correspondientes pesos específicos.

A falta de una información precisa, podrán usarse los pesos específicos de la Tabla 3.

Tabla 3. Pesos específicos

MATERIAL		Unidad de Peso (kcf)
Aleaciones de aluminio		0.175
Superficies de desgaste bituminosas		0.140
Hierro fundido		0.450
Relleno de ceniza		0.060
Arena, limo o arcilla compactado		0.120
Concreto	Ligero	0.110
	Liviano	0.120
	Con peso normal $f'_c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Con peso normal $5.0 < f'_c \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001f'_c$
Arena, limo o grava suelto		0.100
Arcilla blanda		0.100
Laminados grava, macadam, o de lastre		0.140
Acero		0.490
Mampostería de piedra		0.170
Madera	Dura	0.060
	blanda	0.050
Agua	Dulce	0.0624
	Salada	0.0640
Artículo		peso por unidad de longitud (kcf)
Rieles de tránsito, unión y fijación por pista		0.200

Nota: Valores obtenidos de [35].

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo de investigación

La investigación fue de tipo experimental debido a que se ejecutaron dos diseños, implementando variables en los elementos estructurales, específicamente las vigas. El primer modelo se diseñó con vigas de hormigón pretensado y el segundo modelo se planteó con vigas metálicas para determinar el mejor diseño en relación costo-beneficio.

3.2 Población o muestra:

En la investigación no se aplica una población de estudio debido a que se enfoca en el análisis comparativo de dos puentes tipo losa sobre vigas en el que variaron sus elementos estructurales, razón por la cual se podría considerar como el estudio de un caso en particular. En consecuencia, no se realizan cálculos de muestreo probabilístico, porque es población total.

3.3 Prueba de Hipótesis - pregunta científica – idea a defender

Los puentes losa sobre vigas metálicas son más económicos al construir en relación con los puentes de losa sobre vigas de hormigón pretensado.

3.4 Recolección de información:

La recolección de la información para la presente investigación se realiza mediante los siguientes instrumentos:

- Software estructural: Mediante la modelación y la formulación de los modelos matemáticos se representó a sistemas estructurales con vigas de hormigón pretensado y vigas metálicas para compararlos con los requerimientos de la normativa y analizar su costo-beneficio.
- Además, se empleó gráficas y tablas, con los resultados obtenidos del software para su interpretación.

3.5 Procesamiento de la información y análisis estadístico:

Como parte de los instrumentos a utilizar para realizar el análisis comparativo costo-beneficio, se procede a diseñar un puente losa sobre vigas pretensadas para lo cual se realiza un procedimiento técnico ordenado que combine análisis estructural, diseño de elementos pretensados y verificación de servicio y resistencia. Primeramente, se calcula el puente con vigas pretensadas analizando la longitud total del puente y luz libre entre apoyos, número de vigas y su espaciamiento, ancho total del tablero (calzada + veredas + barandas), tipo de viga pretensada (I, T, doble T, rectangular), altura de las vigas, tipo de losa superior (prefabricada + colada en sitio o monolítica) y las cargas de diseño: según la norma AASHTO. [18]

A continuación, se procede a diseñar puente losa sobre vigas. El procedimiento general combina el análisis estructural con el diseño de la acción compuesta entre la losa de concreto y las vigas de acero, se realiza el procedimiento técnico completo paso a paso, siguiendo criterios del AASHTO LRFD[18]. Para realizar el diseño se debe considerar la luz libre entre apoyos (L), Ancho total del tablero (Bt), número de vigas principales (n) y su separación e (centro a centro), tipo de viga metálica (I soldada, I laminada, cajón, etc.), espesor de la losa (h), tipo de apoyo (simple o continuo), cargas de diseño: vehículo de diseño (HL-93, E-600, etc.).

Una vez diseñados los dos tipos de puentes se procede a realizar un análisis costo-beneficio se desarrollaron hojas de cálculo para el prediseño y diseño de los elementos estructurales, posteriormente se desarrollaron simulaciones del modelo estructural con la ayuda de un software ingenieril estructural.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Descripción del caso actual del puente

El puente propuesto está ubicado en la parroquia El Altar en el cantón Penipe, coordenadas $1^{\circ}30'47.5''\text{S}$ y $78^{\circ}27'48.3''\text{W}$.

4.2 Cargas y factores de carga

Carga muerta de superficies de rodadura y ocupación

Se muestra a continuación en la Tabla 4 los valores de carga muerta de superficies de rodadura y ocupación (DW) definidos para los dos puentes según AASHTO 3.3.2.

Tabla 4. Cargas sobre la super estructura

TIPO DE CARGA	VALOR	UNIDAD
Baranda (derecha e izquierda)	0.687	T/m
Asfalto	0.170	T/m ²
Acera (derecha e izquierda)	0.500	T/m ²
Peatonal (sobre acera derecha e izquierda)	0.360	T/m ²

En la Figura 3 se puede observar la carga de la baranda:687 kg/m

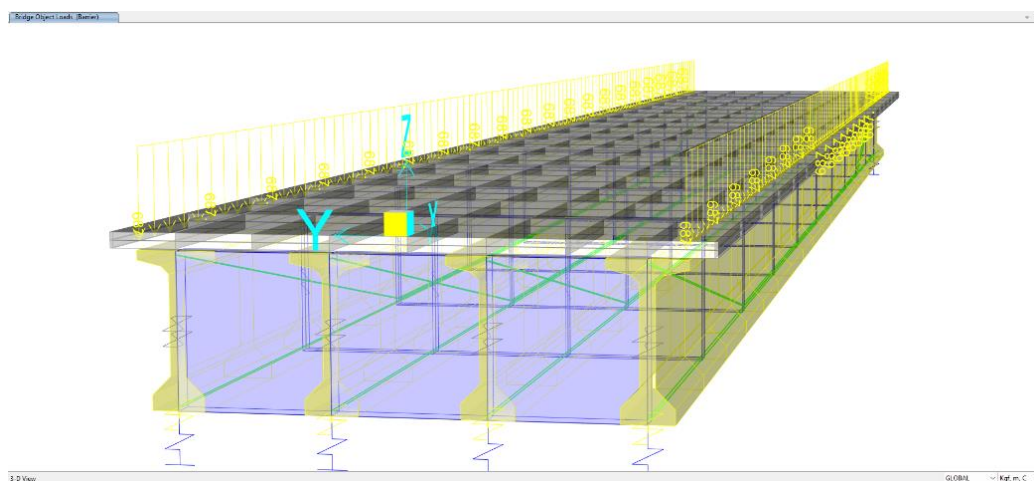


Figura 3. Carga de baranda derecha e izquierda

En la Figura 4 se puede observar Carga peatonal: 360kg/m^2

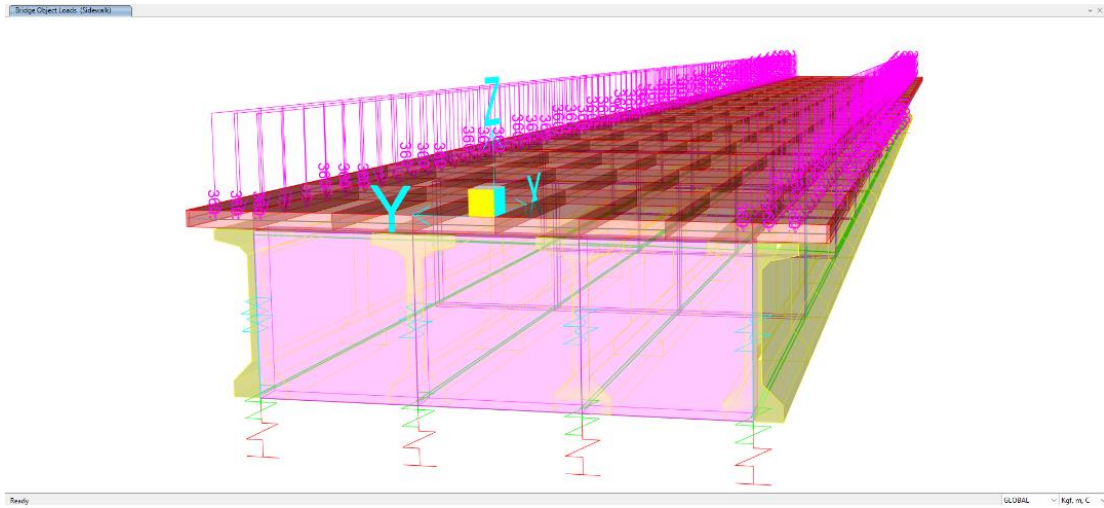


Figura 4. Carga peatonal sobre acera derecha e izquierda

La carga de la carpeta de rodadura: 170kg/m^2 se observa en la Figura 5.

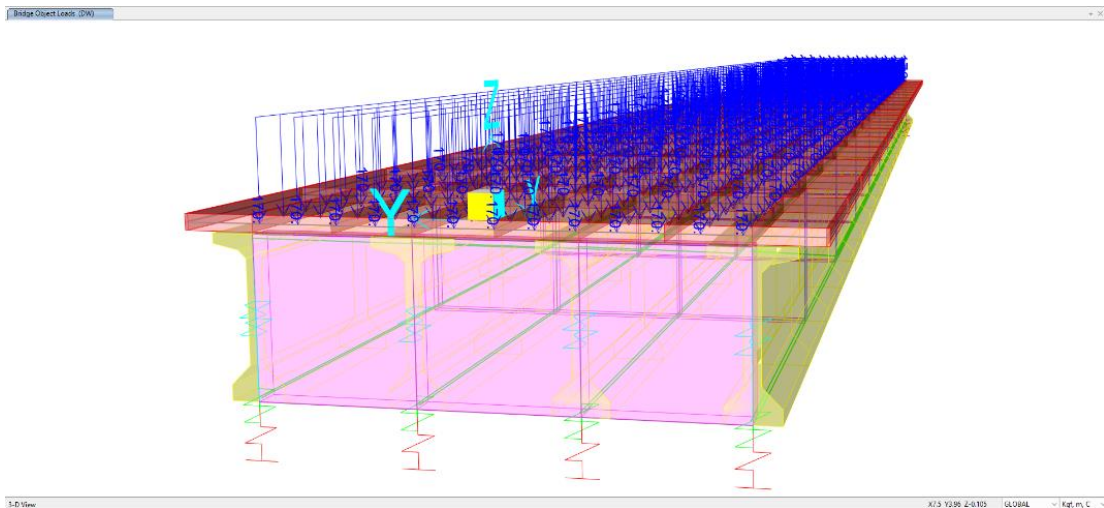


Figura 5. Carga de la capa de rodadura

Camión de diseño (AASHTO 3.6.1.2)

En la Figura 6 se observa el efecto de vehículos pesados con ejes traseros muy cercanos, es decir, con cargas de 11.34Ton espaciados a 1.20m con un peso total de 22.68Ton , y en su sección transversal tienen una separación de 1.80m .

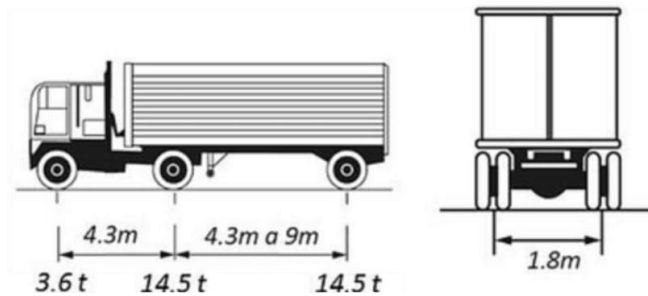


Figura 6. Camión de diseño HL-93[12]

Carga delantera:

$$P_{del}=3.63 \text{ tonnef}$$

Carga trasera:

$$P_{tra}=14.52 \text{ tonnef}$$

Separación entre ruedas:

$$S_{rued}=4.27 \text{ m}$$

Carga de carril

$$W_{carril}=0.952 \text{ tonnef/m}$$

En un ancho de:

$$A_{sc}=3.00 \text{ m}$$

Porcentaje de impacto

$$IM = 33.00\%$$

Se definió en el software el camión de diseño como se muestra en la Figura 7.

Figura 7. Camión de diseño HL-93

Modelo estructural

La luz de la estructura fue definida en 50 metros, y se plantearon para el estudio 2 métodos constructivos diferentes como se observa en la Figura 8, en primer lugar, se modeló un puente mixto (tablero de concreto y vigas de acero estructural) y en segundo lugar se planteó un puente pretensado tradicional. A continuación, se presentan los materiales y secciones de los elementos que componen los puentes.

Longitud del puente	$L = 50\text{m}$
Ancho total de la sección transversal de tablero	$A = 6.00\text{ m}$
Ancho entre extremos internos de barreras de concreto	$A_{aa} = 5.20\text{ m}$

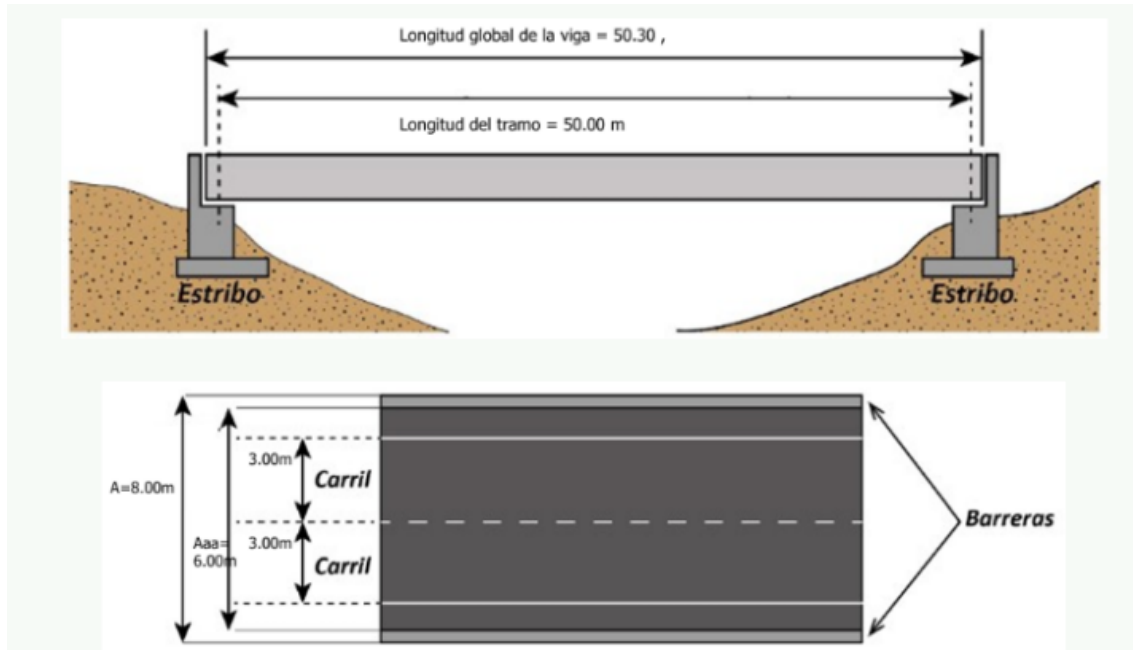
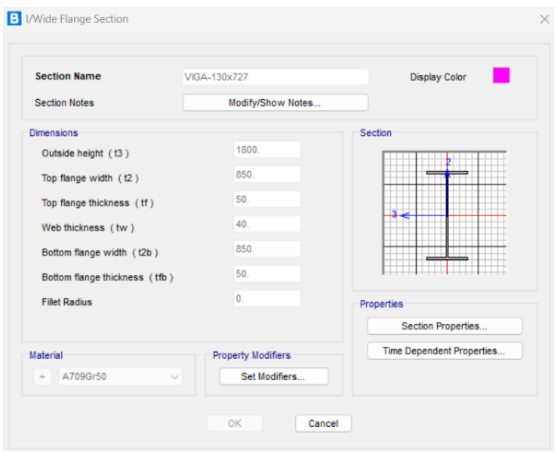
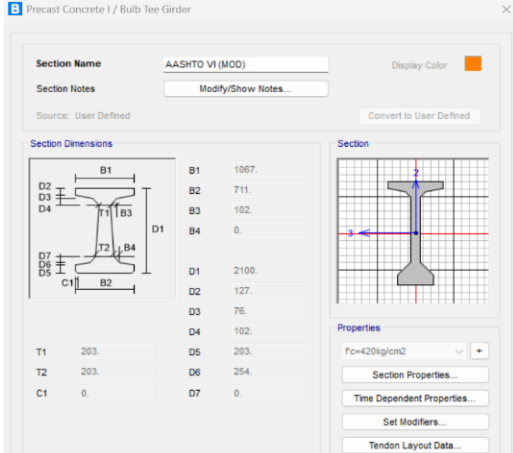
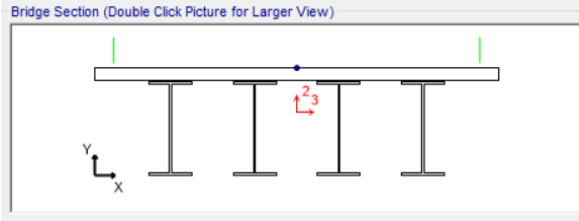
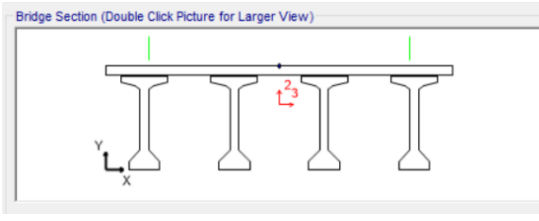


Figura 8. Vista lateral y vista superior de la super estructura del puente

La Tabla 6. Muestra la sección utilizada para el cálculo de las vigas para el puente mixto como para el puente pretensado.

Tabla 5. Dimensiones de las vigas

Dimensiones de las vigas	
Puente mixto	Puente pretensado
	
	

En relación con el hormigón se establecen dos resistencias diferentes. Para la losa del tablero se utilizó un $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ en los puentes mixto y pretensado, mientras que las vigas de concreto pretensado que se construyen en taller, se diseñaron con un $f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$ como se observa en la Tabla 7.

Tabla 6. Materiales

Hormigón $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ <i>Losa del tablero</i>	Hormigón $f'_c = 450 \text{ kg/cm}^2$ <i>Vigas pretensadas</i>
Tendón 270 ksi	Acero estructural ASTM A572 Gr50

Secciones

Para las vigas del puente preesforzado, se selecciona una viga AASHTO Tipo VI (MODIFICADA), cuyo peralte definitivo fue de 2100 mm, como se aprecia la figura 9.

Geometría

Profundidad de la superestructura

Para tableros de un solo tramo con vigas prefabricadas I:

$$D_{min}=0.45 * L$$

Altura mínima según AASHTO

$$D_{min}=225 \text{ cm}$$

Por lo que la altura de viga necesaria es:

$$h_{req}=D_{min} - h_{losa} = 204 \text{ cm}$$

De la Figura 9. Se selecciona una viga AASHTO Tipo VI (modificada), se incrementó en altura 271mm.

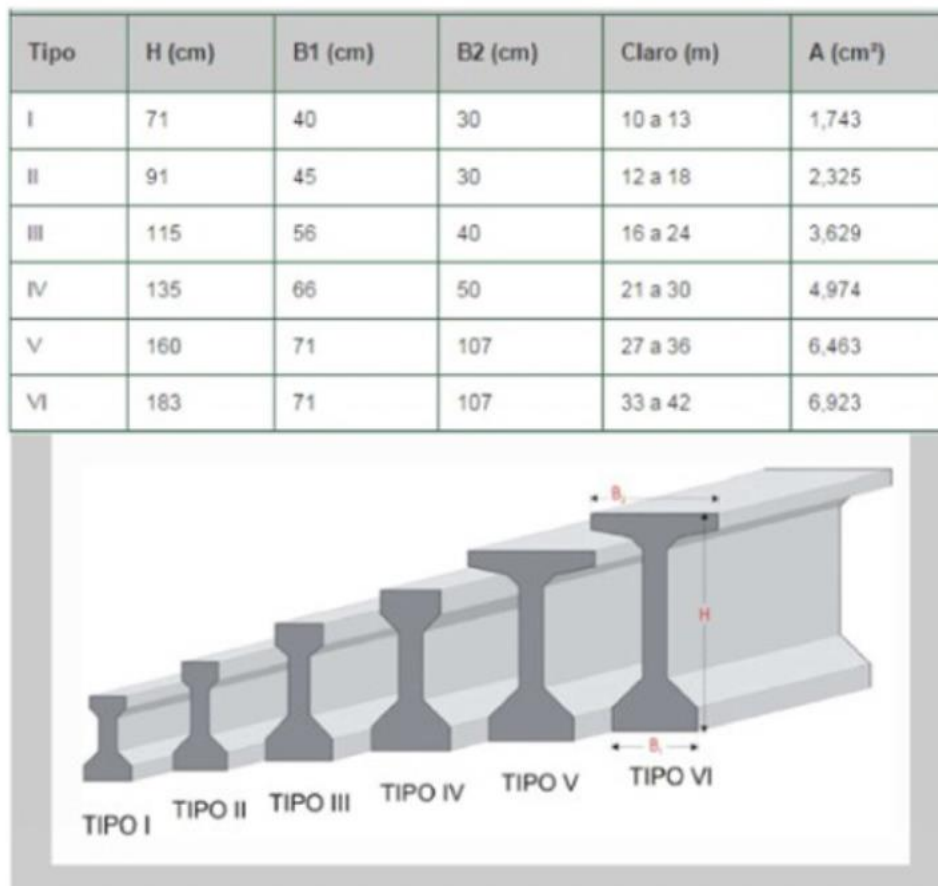


Figura 9. Viga de hormigón pretensada

A continuación, se muestran las propiedades geométricas de las vigas de acero del puente mixto. El puente posee cuatro vigas de acero y con esta sección se realizan todos los chequeos como se observa en la Figura 10.

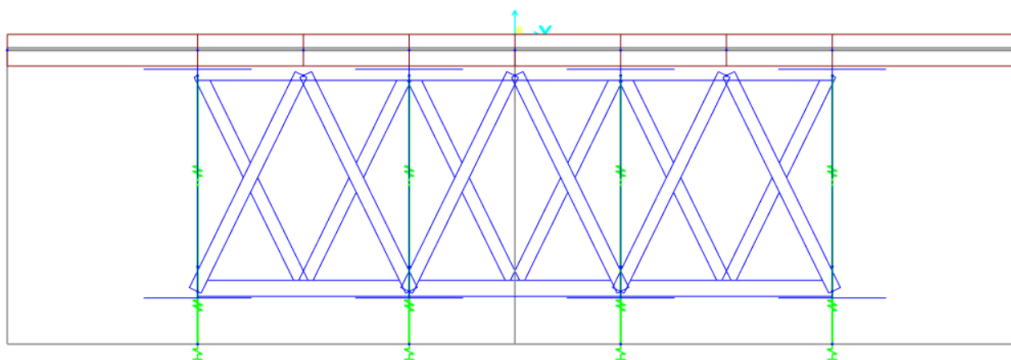


Figura 10. Sección puente mixto

Propiedades geométricas

$t_s = 200 \text{ mm}$	Espesor de losa
$t_h = 25 \text{ mm}$	Altura de Haunch
$b_h = 850 \text{ mm}$	Ancho de Haunch

Propiedades geométricas de viga

$t_{f.1} = 50 \text{ mm}$	Espesor del ala inferior
$b_{f.1} = 850 \text{ mm}$	Altura del ala inferior
$t_w = 40 \text{ mm}$	Espesor del alma
$D = 1800 \text{ mm}$	Altura del alma
$t_{f.2} = 50 \text{ mm}$	Espesor del ala superior
$b_{f.2} = 850 \text{ mm}$	Ancho del ala superior
$L_b = 3.00 \text{ m}$	Longitud no arriostrada (arriostramiento horizontal)

Propiedades de los materiales

$f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$	Resistencia a la compresión del concreto
$F_y = 50 \text{ ksi}$	Límite de fluencia del acero estructural
$E_s = 29000 \text{ ksi}$	Módulo de elasticidad del acero

4.2 Resultado del análisis estructural

Los valores de momentos flectores y fuerza de corte, resultado del análisis y diseño de los elementos del puente se muestran a continuación y éstos son empleados para realizar los chequeos normativos por cada tipo de puente.

Puente mixto (Losa de concreto + vigas de acero)

Tablero de concreto:

- Diseño en rotura - Estado Limite de Resistencia
- Verificación por control de fisuración- Estado Limite de Servicio

Vigas de acero:

- Pandeo lateral torsional (ala en compresión)
- Deformaciones elásticas: Deflexión por carga viva
- Deformaciones permanentes
- Chequeo por fatiga de los elementos
- Cheque por resistencia I
- Diseño por corte
- Ratio de la viga crítica del tablero

Puente pretensado

- Diseño por Flexión
- Diseño por Estado Límite de Resistencia
- Cálculo de momento de agrietamiento
- Diseño por corte
- Cálculo de deflexión

4.2.1 Puente mixto (losa de concreto + vigas de acero)

4.2.1.1 Tablero de concreto:

- Diseño en rotura - Estado Limite de Resistencia

El valor máximo de momento en estado límite de resistencia I en el centro del tablero fue de 3.42 T-m, como se observa en la Figura 11. Según AASTHO LRFD 5.7.3.3.2, se debe de diseñar al menos para el menor del Momento crítico de agrietamiento (M_{cr}) o $1.33 \cdot M_u$ del momento último. La armadura provista en el diseño del tablero fue de $\phi 16\text{mm} @ 15\text{cm}$, y el espesor de la losa del tablero fue de 20cm. Con estos datos se obtuvo un índice de Demanda/ capacidad de 0.438, valor que es menor 1.00. Los cálculos realizados se muestran en anexos.

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 8.656 \text{ tonnef.m} \quad (1)$$

$$\Phi M_n = 7.79 \text{ tonnef.m}$$

$$M_u = 3.41 \text{ tonnef.m}$$

$$\Phi M_n = 7.79 \text{ tonnef.m}$$

$$DC = \frac{M_u}{\Phi M_n} = 0.438 \quad (2)$$

Índice Demanda – Capacidad (Flexión)



Figura 11. Diseño en rotura del tablero - Estado Limite de Resistencia I

a) Verificación por control de fisuración- Estado Limite de Servicio

Para el chequeo del estado límite de servicio es necesario encontrar el momento de inercia agrietado de la sección y encontrar cual es la separación máxima permitida de los aceros del tablero, ver Figura 12. Con la armadura de f16mm @ 15cm se obtiene un momento de Inercia agrietado de 18707.58 cm⁴ y una separación máxima permitida de 44cm aproximadamente. En vista de que la separación propuesta es menor a la separación máxima permitida, entonces se cumple la verificación del tablero en el estado límite de servicio.

$$S_{max} = \frac{700 * Y_e}{BS * \frac{f_s}{ksi}} * in - 2 * dc \quad (3)$$

$$I_{cr} = 18707.581 \text{ cm}^4$$

$$S_{max} = 44.09 \text{ cm}$$

$$\text{esp} = 15 \text{ cm}$$

Revision_servicio = if (Smax ≥ esp, “OK”, “Revisar”)

Revision_Servicio = “OK”

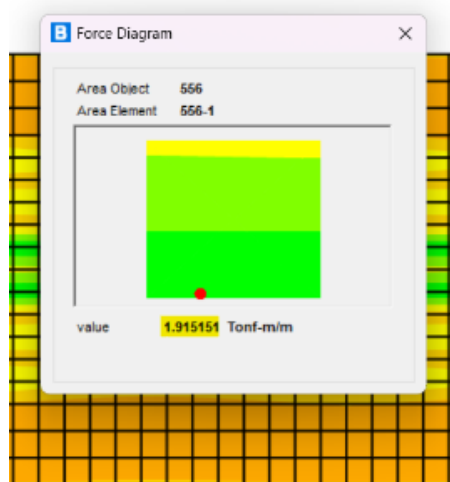


Figura 12. Verificación por control de fisuración- Estado Limite de Servicio

4.2.1.2 Vigas de acero:

a) Pandeo lateral torsional (ala en compresión)

Los esfuerzos en alas y miembros con flexión lateral se verifican en base a la AASTHO A.6.10.1.6. Como se trata de un puente recto y sin esviajamiento los esfuerzo por flexión lateral se consideran mínimos y el esfuerzo lateral f_l se considera aquí cero ($f_l=0.0$ ksi). El momento por carga muerta en el puente fue de 790.61 T-m, como se observa en la Figura 13 y con este se determina el esfuerzo último en el ala en compresión y se compara con el esfuerzo máximo según la norma. La ratio D/C es igual 0.277, menor a 1.0, lo que significa que no se presentará pandeo lateral torsional en el ala a compresión

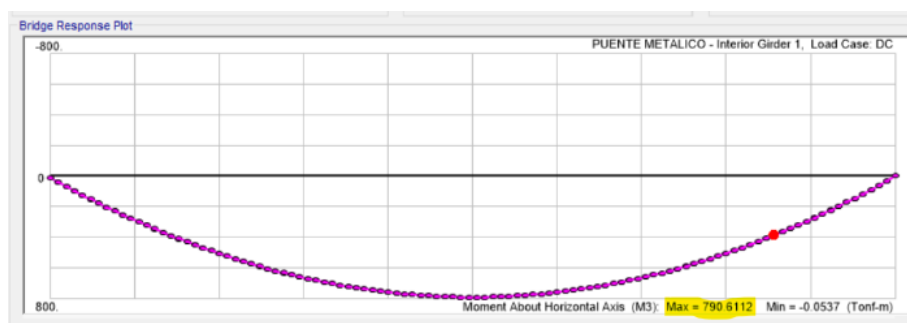


Figura 13. Verificación por pandeo lateral torsional (ala en compresión)

Pandeo lateral torsional (ala en compresión)

$$L_b = 3.00 \text{ m}$$

$$r_t = \frac{bfc}{\sqrt{12 * \left(1 + \frac{1}{3} * \frac{DC * tw}{bfc * t_{fc}}\right)}} = 218.377 \text{ mm} \quad (4)$$

$$L_p = 1.0 * r_t * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}} = 5.259 \text{ m} \quad (5)$$

$$F_{yr} = 35.00 \text{ ksi}$$

$$L_r = \pi * r_t * \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}} = 19.748 \text{ m} \quad (6)$$

$$C_b = 1$$

$$F_{nc.LTB} = C_b * \left(1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h * F_{yc}}\right) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right) * R_b * R_h * F_{yc} \quad (7)$$

$$F_{nc.LTB} = 52.339 \text{ ksi}$$

$$F_{nc.} = \min(F_{nc.FLB}, F_{nc.LTB}) = 3.674 * 10^3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (8)$$

$$f_{bu} = \frac{1.25 * M_{DC}}{S_t} = -1.018 * 10^3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (9)$$

$$f_l = 0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{bu} + \frac{1}{3} * f_l = -1.018 * 10^3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (10)$$

$$\Phi * F_{nc.} = 3.674 * 10^3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$DC = \frac{f_{bu} + \frac{1}{3} * f_l}{\Phi * F_{nc.}} = 0.277 \quad (11)$$

b) Deformaciones elásticas: Deflexión por carga viva

El Estado límite de Servicio, se utiliza para verificar que las deflexiones sean aceptables, es decir que no afecten la comodidad del usuario ni el drenaje. Considerando lo expuesto en la norma AASHTO LRFD 2024, décima edición, numeral 3.6.1.3.2-Carga para la evaluación opcional de la deflexión por carga viva, la deflexión máxima del tablero se toma como el mayor entre: a) la resultante del camión de diseño únicamente, o b) la resultante del 25 % del camión de diseño junto con la carga del carril de diseño.

a) Resultante del camión de diseño (LL+IM)

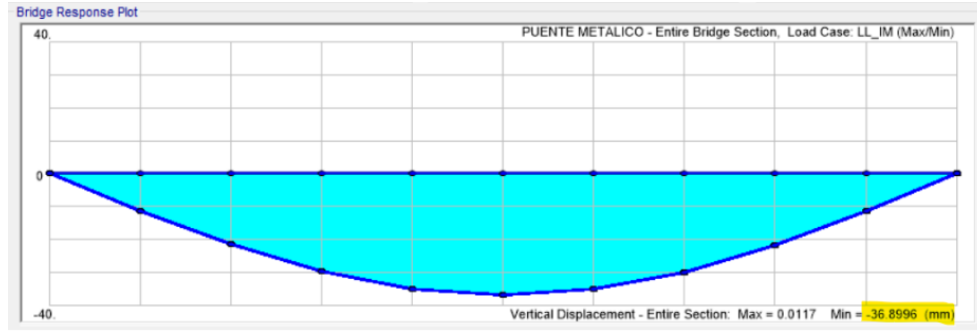


Figura 14. Deflexión por el camión de diseño (LL+IM)

La deflexión máxima bajo la carga viva del camión más carril es 36.89 mm como se observa en la Figura 14, medida en todo el puente.

b) Deflexión por carga de camión sin carril

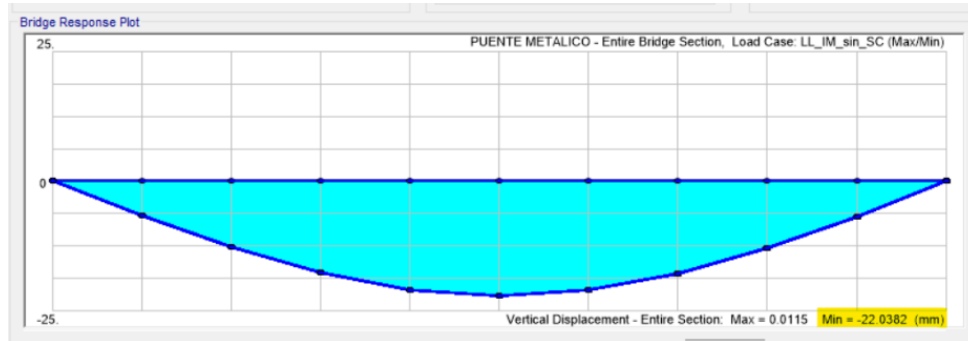


Figura 15. Deflexión por carga de camión sin carril

En la Figura 15 se observa la deflexión máxima bajo la carga viva del camión es 22.038 mm, medida en todo el puente.

Deflexión por carga de camión + carril

$$\Delta_{LL.IM} = 36.8996 \text{ mm}$$

Deflexión por carga de carril

$$\Delta_{LL.IM.carril} = \Delta_{LL.IM} - \Delta_{LL.IM.camion} = 11.861 \text{ mm} \quad (12)$$

$$\Delta_{LL.IM.25.carril} = 0.25 (\Delta_{LL.IM.camion}) + \Delta_{LL.IM.carril} = 18.121 \text{ mm} \quad (13)$$

Deflexión máxima entre cargas

$$\Delta_{max} = (\Delta_{LL.IM.camion}) = 25.038 \text{ mm} \quad (14)$$

$$\Delta_{LL.IM.lim} = 62.5 \text{ mm}$$

$$\text{If } (\Delta_{max} < \Delta_{LL.IM.lim}, "CUMPLE", "NO CUMPLE") = "CUMPLE"$$

c) Deformaciones permanentes

Para controlar la rigidez y evitar agrietamientos excesivos en la losa de concreto se requiere controlar las deformaciones permanentes bajo el estado límite de servicio. Se consideran para este cálculo los momentos obtenidos por carga muerta (DC) igual a 790.61 T-m, carga muerta permanente (DW) igual a 164.32 T-m como se observa en la Figura 16 y carga viva más impacto (LL+IM) con 380.98 T-m como se muestra en la Figura 17. La relación demanda/ capacidad de esta verificación es igual a 0.425, siendo menor a 1.0.

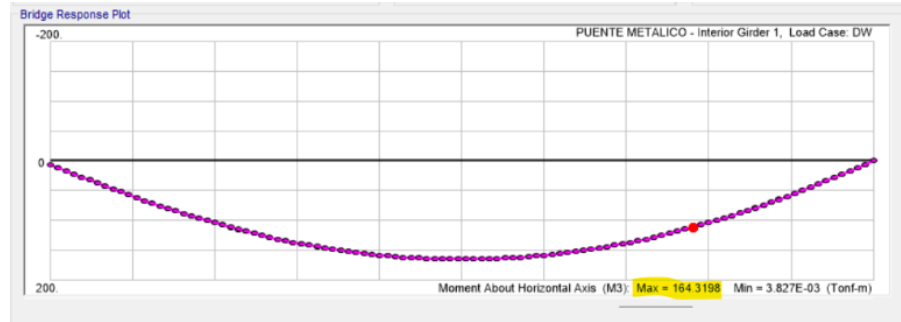


Figura 16. Momento por carga muerta permanente MDW

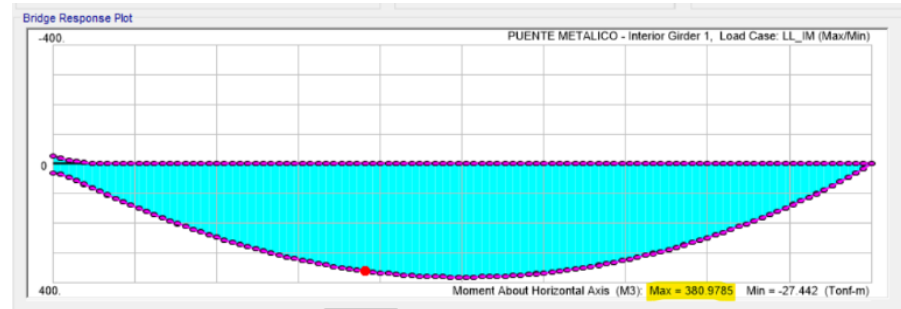


Figura 17. Momento por carga viva más impacto (LL+IM)

$$f_{f.b} = \frac{1.00 M_{DC}}{s_b} + \frac{1.00 M_{DW}}{s_{b.3n}} + \frac{1.30 M_{LL+IM}}{s_{bn}} = 1419.056 \frac{kgf}{cm^2} \quad (15)$$

$$f_{f.t} = \frac{1.00 M_{DC}}{s_t} + \frac{1.00 M_{DW}}{s_{t.3n}} + \frac{1.30 M_{LL+IM}}{s_{tn}} = -1214.03 \frac{kgf}{cm^2} \quad (16)$$

$$F_{yf} = F_y \quad (17)$$

$$0.95 * R_h * F_{yf} = 3.34 * 10^3 \frac{kgf}{cm^2} \quad (18)$$

Ala inferior

$$f_l = 0 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$DC_s = \frac{f_{fb} + \frac{fl}{2}}{0.95 * R_h * F_{yf}} = 0.425 \quad (19)$$

d) Chequeo por fatiga de los elementos

Para el análisis de las vigas en estado límite de fatiga se requiere conocer el Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) y verificar si a un tiempo proyectado, generalmente 20 años, las vigas mantendrán sus condiciones de resistencia. En la Figura 18 se puede observar el TPDA calculado por un equipo consultor en el cual se proyectaron 340 vehículos a 20 años, sin embargo, se consideró un valor de 1000 vehículos al ser una vía de clase III, según datos del MTOP. El valor del momento en estado límite de Fatiga es 187.76 T-m como se observa en la Figura 19, y la relación D/C es 0.012 en vista de que la proyección vehicular es bastante baja.

	10 años	20 años
TRÁFICO GENERADO:	7 vehículos	7 vehículos
TRÁFICO ATRAÍDO:	3 vehículos	3 vehículos
TRÁFICO POR DESARROLLO:	56 vehículos	56 vehículos
TRÁFICO FUTURO:	89 vehículos	274 vehículos
TRÁFICO PROYECTADO:	155 vehículos	340 vehículos

ELABORÓ: EQUIPO CONSULTOR

Analizando el TPDA con este método, se tiene que el tráfico proyectado a 10 años es de 155 vehículos, y a 20 años es de 340 vehículos.

Figura 18. Determinación del tráfico proyectado

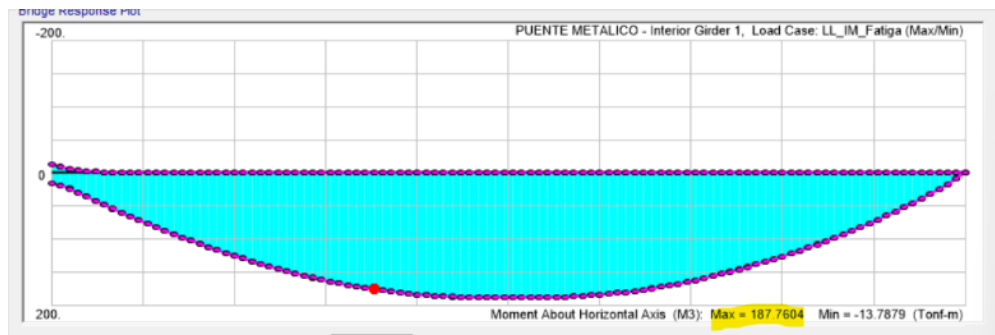


Figura 19. Valor del momento en Estado Límite de Fatiga

$$A = 44 * 10^8 \text{ ksi}^3$$

$$N = 100$$

Trafico promedio diario anual proyectado a 20 años

$$\Delta F_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}} = 11520.797 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (19)$$

$$M_{u.F} = 0.80 * M_{fatiga} = 150.208 \text{ tonnef} * m \quad (20)$$

$$\Delta f = \frac{M_{u.F}}{S_{b.n}} = 135.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (21)$$

$$DC_{fatiga} = \frac{\Delta f}{\Delta F_n} = 0.012 \quad (22)$$

e) Cheque por Estado límite de Resistencia I

El Estado Límite de Resistencia I representa la combinación más crítica de cargas para verificar la resistencia estructural última. Su propósito es asegurar que la estructura tenga capacidad suficiente frente a la combinación de cargas muertas + vivas + impacto con sus factores de mayoración. En este estado se evalúa que las tensiones y esfuerzos últimos no excedan la resistencia nominal factorizada. Para este caso se calcula el momento plástico de la sección compuesta según AASTHO D6.1, en el caso III en el cual se observa en la Figura 20, es la losa de concreto quien se lleva todos los esfuerzos a compresión.

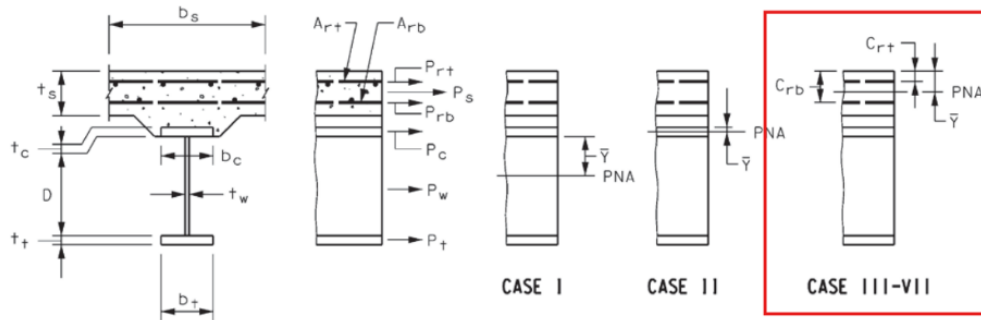


Figura 20. Cálculo del momento plástico para la sección en flexión positiva[12]

El valor del momento plástico fue de 5155.78 T-m y el valor del momento último fue de 1091.46 T-m. Con estos valores la ratio D/C resultó de 0.38.

Resistencia (Momento nominal resistente)

$$b_t = b_{f.1} = 850 \text{ mm} \quad (23)$$

$$b_c = b_{f.2} = 850 \text{ mm} \quad (24)$$

$$D = 1800 \text{ mm}$$

$$t_t = t_{f.1} = 50 \text{ mm} \quad (25)$$

$$t_c = t_{f.2} = 50 \text{ mm} \quad (26)$$

$$b_s = b_i = 1.67 \text{ mm} \quad (27)$$

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

$$P_t = F_y * b_{f.1} * t_{f.1} = 1.494 * 10^3 \text{ tonnef} \quad (28)$$

$$P_w = F_y * D * t_w = 2.531 * 10^3 \text{ tonnef} \quad (29)$$

$$P_c = F_y * b_{f.2} * t_{f.2} = 1.494 * 10^3 \text{ tonnef} \quad (30)$$

$$P_s = 0.85 * f'c * b_s * t_s = 794.92 \text{ tonnef} \quad (31)$$

$$P_t + P_w = 4.025 * 10^3 \text{ tonnef} \quad (32)$$

$$P_c + P_s = 2.289 * 10^3 \text{ tonnef} \quad (33)$$

$$P_t + P_w + (t_c - Y) * b_c * F_y = 3157.008 \text{ tonnef} \quad (34)$$

$$Y * b_c * F_y + P_s = 3157.008 \text{ tonnef} \quad (35)$$

$$d_s = Y + t_h + \frac{t_s}{2} = 204.051 \text{ mm} \quad (36)$$

$$d_{cc} = \frac{Y}{2} = 39.526 \text{ mm} \quad (37)$$

$$d_{ct} = \frac{t_c - Y}{2} = -14.526 \text{ mm} \quad (38)$$

$$d_w = (t_c - Y) + \frac{D}{2} = 870.949 \text{ mm} \quad (39)$$

$$d_t = (t_c - Y) + D + \frac{t_t}{2} = 1795.949 \text{ mm} \quad (40)$$

$$P_{cc} = F_y * b_c * Y = 2362.088 \text{ tonnef} \quad (41)$$

$$P_{ct} = F_y * b_c * (t_c - Y) = -868.065 \text{ tonnef} \quad (42)$$

$$M_p = P_s * d_s + P_{cc} * d_{cc} + P_{ct} * d_{ct} + P_w * d_w + P_t * d_t = 5155.78 \text{ tonnef} * m \quad (43)$$

Momento Nominal

$$F_{yf} = 50 \text{ ksi}$$

If ($F_{yf} < 70 \text{ ksi}$, "OK", "Revisar") = "OK"

$$\frac{D}{t_w} = 45$$

$$\text{if} \left(\frac{D}{F_w} < 150, \text{OK, Revisar} \right) = \text{"OK"}$$

$$D_{CP} = 0 \text{ m}$$

$$\frac{2 * D_{CP}}{t_w}$$

$$D_t = t_{f.1} + D + t_{f.2} + t_h + t_s = 2.125 \text{ m} \quad (44)$$

$$D_p = Y + t_h + t_s = 0.304 \text{ m} \quad (45)$$

$$0.42 D_t = 0.893 \text{ m} \quad (46)$$

verif_duct = if ($D_p \leq 0.42 D_t$, "OK", "No cumple") = "OK"

$$0.1 D_t = 0.213 \text{ m} \quad (47)$$

$$M_n = M_p * \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) = 0.97 \quad (48)$$

$$M_n = 5000.292 \text{ tonnef} * m$$

$$M_u = 1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{LL_IM} = 1.901 * 10^3 \text{ tonnef} * m \quad (49)$$

$$\Phi f * M_n = 5 * 10^3 \text{ tonnef} * m \quad (50)$$

$$DC_{resistencia} = \frac{M_u}{\Phi f * M_n} = 0.38 \quad (51)$$

f) Diseño por corte

Para el diseño por corte se requiere determinar la reacción más crítica entre las vigas del puente según el estado límite de resistencia I. En este caso de estudio se determinó que los mayores valores de resistencia se encuentran en las vigas exteriores con un valor de 206.39 T como se observa en la Figura 21y se compara con el valor de resistencia en los apoyos según AASHTO 6.10.11.2.3, cuyo valor es 956.74 T. El espesor de las placas en los apoyos es de 12mm.

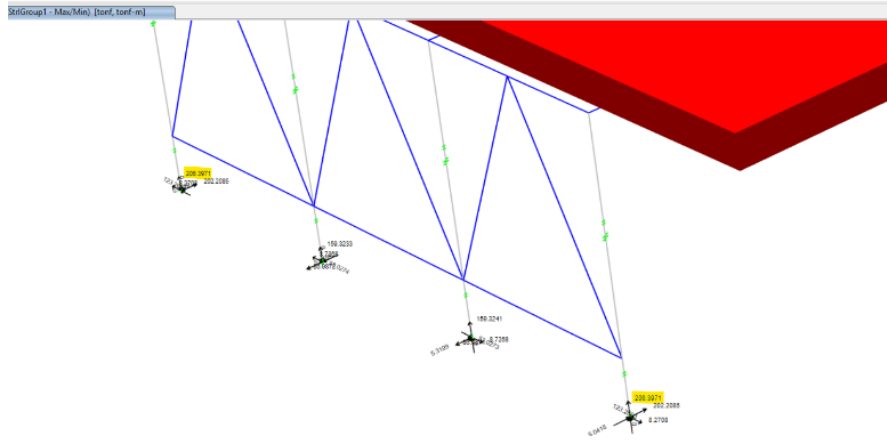


Figura 21. Reacciones en los apoyos por estado límite de Resistencia I

$$M_n = 850 \text{ mm} \quad t_p = 12 \text{ mm}$$

$$0.48 * t_p * \sqrt{\frac{E_s}{F_{ys}}} = 138.719 \text{ mm} \quad (52)$$

$$\text{if } (0.48 * t_p * \sqrt{\frac{E_s}{F_{ys}}} < 180 \text{ mm}, "OK", "Revisar") = "OK" \quad (53)$$

$$A_{pn} = 2 * (b_t - 40 \text{ mm}) * t_p = 1.944 * 10^4 \text{ mm}^2 \quad (54)$$

$$R_{sb.n} = 1.4 A_{pn} * F_{ys} = 956.737 \text{ tonnef} \quad (55)$$

$$\Phi_b = 1.00$$

$$R_{sb.r} = \Phi_b * R_{sb.n} = 956.737 \text{ tonnef} \quad (56)$$

$$R_u = 206.39 \text{ tonnef}$$

g) Ratio de la viga crítica del tablero

El análisis de la capacidad se realizó en la viga interior 1 en estado de Resistencia. En la Figura 22 se observa la ratio referente a demanda capacidad es 0.5598, y este valor es inferior a 1.0 como se muestra en la figura inferior. Esta relación indica que, frente a las cargas permanentes y vivas bajo condiciones de operación normal del puente, éste se comportará adecuadamente aprovechando el 55,98% de su capacidad aproximadamente.

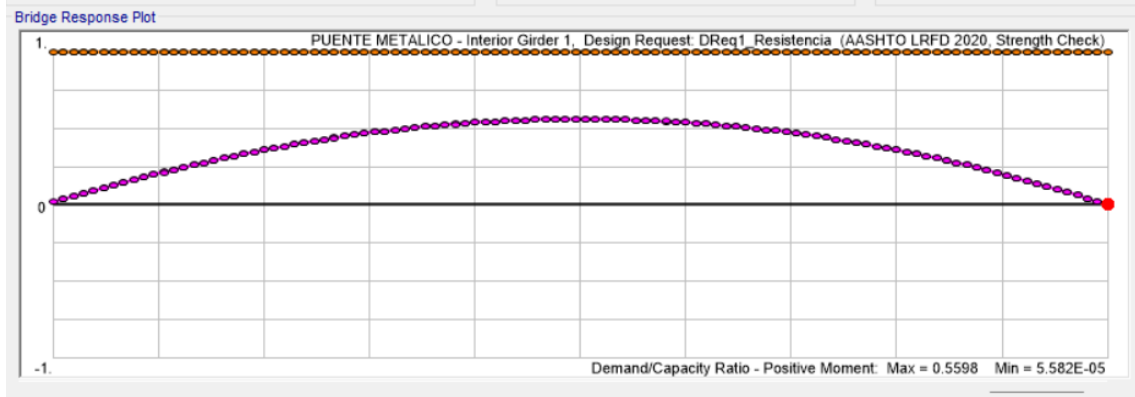


Figura 22. Ratio demanda/ capacidad en Resistencia I

Con todas las verificaciones realizadas se determinó que el puente mixto de 50 metros de luz se encuentra diseñado adecuadamente para resistir las solicitaciones impuestas en todos los estados límites propuestos por la norma, y adelante se determinaron los pesos de los dos elementos que componen el puente, tablero y vigas, y en base a ello se determinan los costos asociados a su construcción.

4.2.2. Puente pretensado

Para repartir de forma equitativa la carga permanente sobre las vigas y usar el método de la franja para distribuir la carga viva, se deben cumplir las siguientes condiciones:

- El ancho del tablero es constante.
- El número de vigas interiores es mínimo 4, en este caso son 4.
- Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez.
- La zona del volado de la calzada no debe ser mayor de 90 cm (3 ft).
- El puente no tiene curvatura en planta.
- La sección transversal del tablero corresponde con una de las clasificaciones especificadas por AASHTO LRFD en su tabla 4.6.2.2.1-1, específicamente clasificación “k”.

El puente diseñado cumple todas las condiciones mencionadas y por tal motivo se procede a la verificación de su capacidad.

Diseño por Flexión

Se realizó el chequeo del estado tensional en la viga pretensada en zonas con esfuerzo adherido (barras ordinarias o acero para pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no agrietada, según el Art. 5.9.4.1, y en compresión según Art. 5.9.4.1.1. El valor de momento máximo en el centro de la viga en carga muerta es igual a 386.004 T-m como se observa en la Figura 23, y el esfuerzo en la fibra superior es 8.181 kgf/cm² que es menor al esfuerzo en tracción de 14.061 kgf/cm². Para la fibra inferior estos valores son 230.49 kgf/cm² y 253.1 kgf/cm² respectivamente.

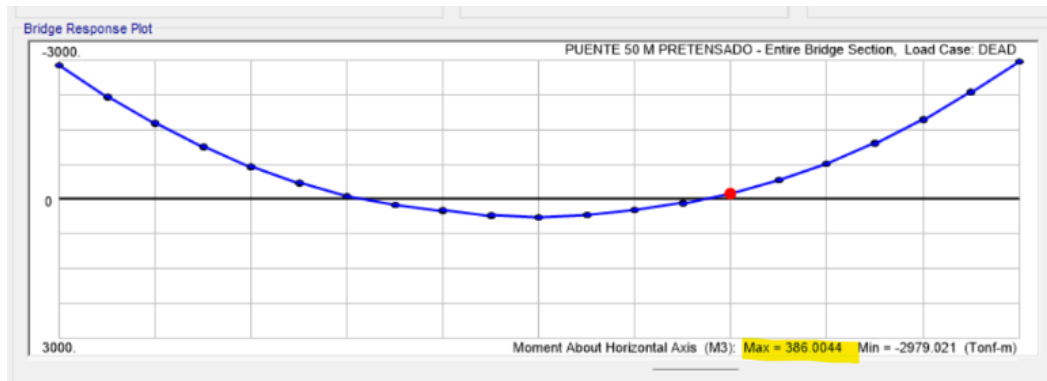


Figura 23. Valor del momento por carga muerta en estado límite de resistencia I

Fibra superior:

Para el punto 0.5L

$$M_{DC10.5} = 386.004 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$f_{\text{sup}} = \frac{P_i}{A_t} + \frac{P_i \cdot e_p}{I_{gt}} \cdot Y_{\text{supt}} + \frac{M_{DC10.5}}{I_{gt}} \cdot Y_{\text{supt}} = 8.181 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (57)$$

$$f_{\text{tracci1}} = 14.061 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Req.Norma} = \text{if}(f_{\text{sup}} < f_{\text{tracci1}}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Fibra inferior:

Para el punto 0.5L

$$f_{\text{inf}} = \frac{P_i}{A_t} + \frac{P_i \cdot e_p}{I_{gt}} \cdot Y_{\text{inft}} + \frac{M_{DC10.6}}{I_{gt}} \cdot Y_{\text{inft}} = -230.49 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (58)$$

$$f_{\text{tracci1}} = -253.10 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Req.Norma} = \text{if}(|f_{\text{inf}}| < |f_{\text{compi}}|, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Diseño por Estado Límite de Resistencia

a) Fuerza de pretensado para la resistencia nominal a flexión:

Se diseña el elemento para que tenga la capacidad última deseada. Donde el acero y el concreto trabajan como un solo cuerpo en el cual, el acero (en este caso pretensado), resiste la tracción y el concreto la compresión. Asumiendo que se comporta como sección rectangular, es decir, que la altura a compresión está dentro de la losa de tablero, se usó la f'_c de la losa de tablero. En este caso el esfuerzo del acero en estado límite de resistencia f_{ps} es igual a 181955.6 T/m² mientras que el esfuerzo mínimo requerido es 94914.4 T/m², por lo cual se cumple el diseño por estado límite de resistencia.

$$f'_c = 4 \text{ ksi} = 281.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta_1 = \text{if}\left(f'_c \leq 4 * \text{ksi}, 0.85, \max * \left(0.85 - \frac{(f'_c - 4 \text{ ksi})}{\text{ksi}} * 0.050 * 65\right)\right) = 0.85 \quad (59)$$

Para la región positiva no se considera acero a compresión ni acero dulce de refuerzo, por lo que:

$$A'_s = 0 \text{ cm}^2 \quad f'_s = 0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad d'_s = 0 \text{ cm}$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2 \quad f_s = 0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad d_s = 0 \text{ cm}$$

$$d_p = D - C_p = 220.80 \text{ cm} \quad (60)$$

$$k = 2 * \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right) = 0.28 \quad \text{Componentes con tendones adheridos} \quad (61)$$

Distancia desde el E.N. a la fibra extrema a compresión en la sección media

$$c_{sm} = \frac{A_{ps} * f_{pu} + A_s * f_s - A'_s * f'_s}{0.85 * f'_c * \beta_1 * b + k * A_{ps} * \frac{f_{pu}}{d_p}} = 32.71 \text{ cm} \quad (62)$$

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - k * \frac{c_{sm}}{d_p}\right) \quad (63)$$

$$f_{ps} = 181955.6 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$f_{psmin} = 0.5 * f_{pu} = 94914.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad (64)$$

$$\text{Req.Norma}=\text{if}(|f_{ps}| > |f_{psmin}|, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\frac{f_{psmin}}{f_{ps}} = 0.522$$

b) Resistencia a flexión para Momento último actuante

Para este caso el momento último actuante debe ser menor al momento resistente afectado por un factor. El momento último alcanzó un valor de 2061.0 T-m mientras que el momento resistente fue de 2846.0 T-m, por lo que se cumple el criterio de resistencia a flexión.

$$a = \beta_1 * c_{sm} = 27.80 \text{ cm} \quad \text{Altura del bloque rectangular equivalente a la sección media}$$

Como c es menor al espesor de la losa del tablero, se verifica la condición asumida.

$$h_f = 0 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{ps} * f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s * f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s * f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 * f'_c * (b - b_w) * h_f * \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (65)$$

$$M_n = 2846 \text{ tonnef} * m$$

$$\Phi = 1.00 \quad \text{Para miembros pretensados}$$

Por lo que el momento total resistente sería:

$$M_R = \Phi * M_n \quad (66)$$

$$M_R = 2846 \text{ tonnef} * m$$

El momento último sería:

$$M_u = 1.25 * (M_{DC10.7} + M_{DC20.7} + M_{DC30.7}) + 1.15 M_{DW0.7} + 1.75 M_{CV0.7} \quad (67)$$

$$M_u = 2061 \text{ tonnef} * m$$

$$\text{Req.Norma}=\text{if}(|M_u| < |M_R|, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

c) Cálculo de momento de agrietamiento

La norma AASHTO LRFD especifica que el momento resistente utilizado debe satisfacer el menor valor entre $1.33 * \text{Momento último}$ o el momento crítico de agrietamiento. En este caso el momento último fue de 1933.8 T-m y el momento nominal fue de 2846.0 T-m.

$$f_r = 0.24 * \sqrt{f'_c * ksi} = 41.3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (68)$$

$$f_{cpe} = \frac{P}{A} + \frac{P * e_p}{I_g} * Y_{inf} = -313.20 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (69)$$

$$M_{dnc} = M_{DC10.7} + M_{DC20.7} = 876.20 \text{ tennef} * m \quad (70)$$

$$M_{cr} = Y_3 * ((Y_1 * f_r * Y_2 * |f_{cpe}|) * S_C - M_{dnc} * (\frac{S_c}{S_{nc}} - 1)) = 1933.8 \text{ tonnef} * m \quad (71)$$

AASHTO LRFD especifica que el momento resistente utilizado debe satisfacer

$$M_r = \min(1.33 * M_u, M_{cr}) = 1933.8 \text{ tonnef} * m \quad (72)$$

$$\Phi * M_n = 2846 \text{ tonnef} * m$$

$$\text{Req.Norma} = \text{if}(|\Phi * M_n| > |M_r|, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

d) Diseño por corte

Para determinar la ubicación de la sección crítica, es conveniente disminuir la excentricidad del acero pretensado en dirección desde el centro hasta hacia los extremos, existen varios métodos para lograr este efecto, en este caso se utiliza el acero requerido (harped strands) y debido a esa configuración del acero pretensado (Figura 24), se debe asumir una sección crítica para determinar la excentricidad. Asumiendo d_v inicial de 3.5 pie (Aprox. 90 % D):

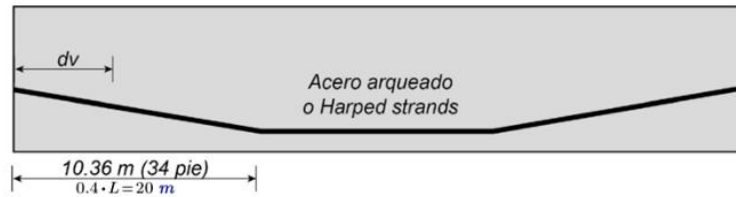


Figura 24. Esquema de configuración del acero pretensado

e) Resistencia al corte del concreto preesforzado: Chequeo de la grieta de corte

Según la norma, la distancia de la sección crítica con excentricidad s_{xe} debe encontrarse entre 12 pulgadas y 80 pulgadas; en este caso el valor de s_{xe} es igual a 76.5 pulgadas, por lo que se verifica la resistencia a corte.

Para miembros con refuerzo longitudinal concentrado, $s_x = d_v$

$$s_x = d_v = 194.40 \text{ cm} \quad (73)$$

$$s_{xe} = s_x * (\frac{1.38 \text{ in}}{a_g + 0.63 \text{ in}}) = 194.40 \text{ cm} \quad s_{xe} = 76.5 \text{ in} \quad (74)$$

$$\text{Chequeo} = \text{if}(12 \text{ in} < s_{xe} < 80 \text{ in}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

f) Acero de refuerzo transversal

El diseño del refuerzo transversal se encuentra en los anexos de esta tesis. En este apartado se indica únicamente el resultado del diseño de la viga en el la Figura 25.

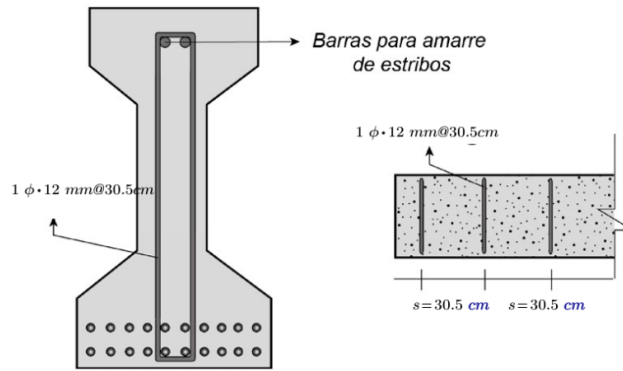


Figura 25. Acero de refuerzo transversal en vigas

g) Refuerzo por corte horizontal mínimo o corte por fricción

El requerimiento del acero de refuerzo mínimo por corte horizontal puede ser omitido si el esfuerzo cortante en la interfaz es menor a 0.21 ksi y el acero transversal mínimo específico en el artículo 5.8.2.5 es extendido a través de la interfaz, prolongado hasta la losa y anclado adecuadamente en la misma. Para el caso de la sección central se deberá prolongar el acero transversal 6 pulgadas de la siguiente manera y con un armado de $\phi 12 \text{ mm} @ 30 \text{ cm}$ (Figura 26).

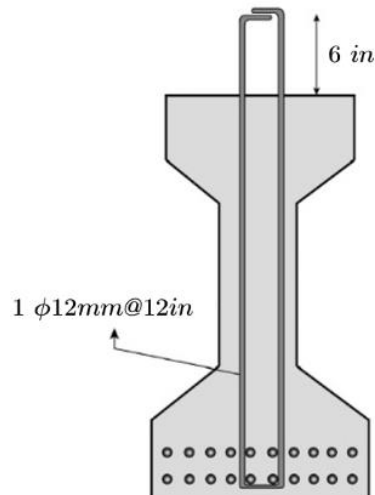


Figura 26. Acero por corte horizontal mínimo

h) Refuerzo de confinamiento

En una distancia de $1.5 \cdot h_{\text{viga}}$ medida desde el extremo de la viga, el refuerzo transversal debe ser colocado para confinar el acero pretensado en el ala inferior. Dicho refuerzo debe ser mínimo de barras #3 con un espaciamiento máximo de 6 in, además deben ser estribos cerrados, según la norma ver Figura 27.

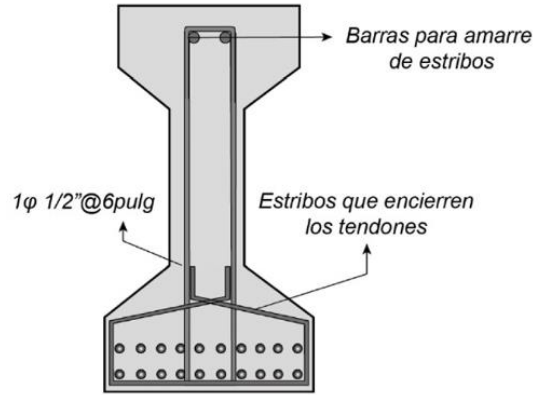


Figura 27. Refuerzo de confinamiento

i) Resistencia nominal al corte

La verificación a corte se la realiza relacionando el cortante último por el estado límite resistencia I con el cortante resistente. En la Figura 28 se observa para el caso el cortante último tomado del diseño es de 156.42 T mientras que el cortante resistente es de 196.4 T.

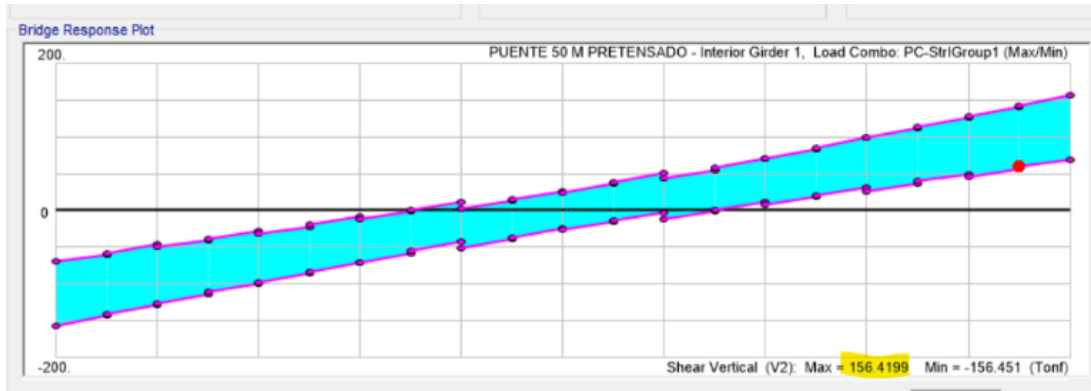


Figura 28. Valor del esfuerzo cortante por estado límite de resistencia I

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot(\theta) + \cot(\alpha) * \sin(\alpha))}{s} = 109.1 \text{ tonnef} \quad (75)$$

$$V_r = \min (V_c + V_s + V_p, 0.25 * f'_c * b_v * d_v + V_p) = 218.20 \text{ tonnef} \quad (76)$$

$$V_r = \Phi * V_n = 196.4 \text{ tonnef} \quad (77)$$

$$V_u = 156.4 \text{ tonnef}$$

Estado = if($V_u < V_r$, "Resiste el corte", "No resiste el corte")="Resiste el corte"

j) Cálculo de deflexión

La contra flecha debido a la fuerza de pretensado y la deflexión debido al peso propio de la viga, losa y la cartela o espesor de asiento (haunch) se calcularon utilizando el módulo de elasticidad inicial del concreto y las propiedades de sección de la viga no compuesta. Por su parte, deflexiones debido a la barrera de concreto y superficie de rodadura se calcularon utilizando las propiedades de la sección compuesta. La deflexión instantánea debido a la fuerza de pretensado y peso de la viga se calculó en la transferencia. La deflexión a largo plazo de las vigas prefabricadas puede ser calculada como la flecha instantánea multiplicada por un factor. Se tomaron negativas las deflexiones hacia arriba y positivas las deflexiones hacia abajo. A continuación, se muestra una Tabla 8 resumen de las deflexiones obtenidas en cada caso.

Tabla 8. Deflexiones sobre el puente según los casos de análisis

Caso de análisis	Valor (cm)
Deflexión debido a la fuerza de pretensado, peso de la viga, losa y cartelas	6.29
Deflexión debido al peso de las defensas y superficie de rodamiento	0.70
Deflexión después de la colocación de la viga	-15.65
Deflexión a largo plazo	2.17

4.3. Análisis comparativo de costos de los elementos principales del puente

En la Tabla 9 se recogieron los pesos en toneladas de los principales materiales que componen el tablero de concreto y las vigas de acero del puente mixto, además de los diferentes concretos que conforman el puente de vigas pretensadas. Estos datos se extrajeron del software de diseño y los costos económicos fueron tomados de procesos de contratación pública del Portal de Compras públicas de Ecuador, entre los años 2024 a 2025. A partir del análisis de precios unitarios se multiplicaron los volúmenes del material por el costo total, obteniendo así un detalle de costos finales. Se evidenció que para una luz de 50 metros es más costoso el sistema constructivo de losa de concreto y vigas de acero, pues el costo final fue de \$ 998.757,66 y 433.04 T del peso de los componentes principales de la super estructura, en comparación con un puente de vigas pretensadas de la misma luz, con un costo final de \$ 240.141,66 con 678.4 T.

Tabla 7. Análisis comparativo entre pesos y costos de los elementos principales del puente

ANÁLISIS DE COSTOS						
Ítem	Rubro	Unidad	Cantidad	Costo unitario [usd]	Costo total [usd]	Peso [t]
Puente hormigón pretensado, L=50 metros						
1	Viga pretensada L = 50 m (incluye transporte y montaje) $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$	u	4	\$ 39,835.00	\$ 159,340.00	377.35
2	Tablero de hormigón $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, $e = 20 \text{ cm}$	m^3	61.08	\$ 287.56	\$ 17,564.16	152.7
3	Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	9450	\$ 2.75	\$ 25,987.50	74.18
4	Tendones $f_y = 19000 \text{ kg/cm}^2$	kg	14900	\$ 2.50	\$ 37,250.00	74.18
TOTAL					\$ 240,141.66	678.4
Puente mixto, L=50 metros						
5	Tablero de hormigón $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, $e = 20 \text{ cm}$	m^3	61.08	\$ 287.56	\$ 17564.16	152.70
6	Suministro de Acero ASTM A572 GR 50	kg	280341	\$ 1.20	\$ 336,409.20	280.34
7	Fabricación de Acero ASTM A572 GR 50	kg	280341	\$ 1.30	\$ 364,443.30	
8	Montaje de Acero ASTM A572 GR 50	kg	280341	\$ 1.00	\$ 280,341.00	
TOTAL					\$ 998,757.66	433.04

4.4. Discusión

En los puentes mixtos los materiales principales son el tablero de concreto y las vigas de acero estructural, mientras que en el puente de acero pretensado el material que compone el sistema es el concreto, en resistencias diferentes, 280 kg/cm^2 para el tablero y 450 kg/cm^2 para las vigas preesforzadas; para el caso del puente preesforzado el acero se presenta en forma de tendones de acero con 270 ksi.

Respecto al peso de los dos sistemas, el puente mixto posee un peso menor (433.04 T) en comparación a los puentes de hormigón (678.4 T) debido a la densidad de este, según lo indican algunos autores. Esta diferencia afecta significativamente en el diseño y peso de las fundaciones. Si se revisa el tema de resistencia, el puente mixto presentó una ratio demanda/ capacidad de 0.559 en el estado límite de resistencia, como se ve en los acápites superiores, mientras que, para el mismo estado de resistencia, el puente de concreto obtuvo una relación Demanda/ capacidad de 0.522. En ambos casos los valores son muy cercanos e indican que el comportamiento estructural de ambos puentes está trabajando por debajo de una relación igual a 1.0.

Este estudio valida las bibliografías consultadas en las cuales se indica que los puentes de vigas pretensados cubren luces de hasta 60 metros [36]. Para el caso de análisis estos puentes debían

salvar una luz de 50 metros y es así como la viga seleccionada para el puente pretensado fue la mayor del catálogo de vigas de la AASHTO (viga AASHTO tipo VI), con un peso de 90.6 T cada viga.

Los costos de los puentes de acero con hormigón o mixto se incrementan en comparación a los puentes con vigas de hormigón pretensada en una longitud de 15 metros según muestra el “Estudio comparativo entre vigas de hormigón pretensado y vigas de chapa de acero para puentes sobre carreteras” [37] y en “Estudio comparativo de puentes compuestos de acero pretensado y hormigón con diferentes longitudes de vano y distancias entre vigas” [38], donde la tendencia en costo puede duplicarse según la longitud del puente. El gráfico de costos comparativos entre los dos tipos de puentes muestra hasta 36 metros, con esta tendencia se ha identificado una diferencia del 76.64% en el costo para un puente mixto y un puente de hormigón pretensado para una longitud de 50 metros. Los costos calculados para el estudio actual muestran una diferencia de 75.8%, lo cual sustenta los resultados presentados. Sin embargo, en “Comparación de costes entre puentes con vigas de acero y puentes con vigas de hormigón armado” [39], indica que las vigas de acero son más económicas en comparación a las vigas de hormigón, esto depende mucho del país donde se construyan, puesto que existen países donde se produce el acero y además la mano de obra y procesos constructivos son industrializados y por lo tanto, más económicos en comparación a los países en vías de desarrollo.

El peso de los puentes con vigas de hormigón es más alto en comparación a los puentes mixtos, en el presente estudio se tiene una diferencia aproximada de 150 toneladas, esta diferencia hace que impacten directamente en el diseño de la fundación, según explica en [39] .

El beneficio a largo plazo que presenta los puentes de vigas de hormigón pretensado es el mantenimiento que resulta más económico en comparación a los puentes mixtos debido a la susceptibilidad de la corrosión que afecta a las partes de acero [40].

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA, ANEXOS.

5.1 Conclusiones

- El dimensionamiento de los elementos estructurales de la super estructura se realizó tomando en cuenta los lineamientos establecidos en la norma *AASHTO LRFD bridge desing specificacition*, para los estados límites aplicables a puentes mixtos y puentes de vigas pre esforzadas.
- Del dimensionamiento de las estructuras se obtuvieron vigas de acero de 1800x850x50x40mm y vigas de concreto AASHTO tipo VI con 2100mm de peralte. El tablero constituye una losa de hormigón armado de 200mm de espesor. En cada sistema constructivo se plantearon 4 vigas.
- Los puentes de hormigón pretensado constituyen una solución técnica y económica viable; sin embargo, se debe considerar el transporte de la viga que, al ser de grandes longitudes en muchos casos no se podrá transportar, por lo tanto, requiere de la implementación de zonas para la construcción en campo. Construir en campo se hace imposible por la magnitud dimensional de los equipos.
- En la estimación de costos finales se debe considerar que el puente de hormigón pretensado es más pesado en comparación al puente mixto, por lo tanto, la subestructura debe ser más robusta. El costo estimado y pesos tanto del tablero como las vigas fue de \$ 998757,66 y 433,04 T para el puente mixto y \$ 240141,66 con 678,4 T para puentes con vigas de concreto pre esforzado.

5.2 Recomendaciones

- Estudiar los puentes postensados desde el punto de vista técnico y económico como una solución más viable en comparación a los puentes mixtos y los puentes pretensados. Este tipo de puentes presta las facilidades para la construcción en campo.
- Se recomienda continuar este estudio con el diseño de la subestructura para los dos tipos de puentes

- Se recomienda estudiar hasta que luces son viables la construcción de puentes pretensados en nuestro país ya que la topografía y vías de acceso dificultan su construcción.

5.3 Bibliografía

- [1] AASHTO, “AASHTO Journal - AASHTO Issues 10th LRFD Bridge Design Spec Edition”. Accedido: 15 de junio de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://aashtojournal.transportation.org/aashto-issues-10th-lrfd-bridge-design-spec-edition/>
- [2] J. Araújo, “Diseño de un puente de hormigón pretensado en volados sucesivos: comparación de diseño y costo de construcción entre el puente diseñado y el puente construido en acero y hormigón postensado sobre la quebrada de Gualo.”, Tesis de grado, Universidad San Francisco de Quito, Quito, 2011.
- [3] Ministerio de Transporte y Obras Públicas, “Norma Ecuatoriana VIAL NEVI-12-MTOP”, 2013.
- [4] R. Santana, “Mantenimiento de puentes de hormigón armado y mixto”, Universidad Austral de Chile, Valdivia, 2006.
- [5] G. Ylder y M. Josmer, “Aplicación de la metodología BIM para la planificación constructiva de un puente de hormigón armado en la región La Libertad, 2022”, Universidad Cesar Vallejo, Trujillo, 2023.
- [6] J. Dávila, “Análisis comparativo del uso de vigas de acero vs hormigón presforzado, en la superestructura de un puente”, Pontificia Universidad Católica Del Ecuador, Quito, 2022.
- [7] B. C. Jagtap y Mohd. Shahezad, “Comparative Study of Prestressed Concrete Girder and Steel Plate Girder for Roadway Over Bridge”, *Int J Sci Res Sci Eng Technol*, vol. 2, n° 1, pp. 113–117, ene. 2016, doi: 10.32628/IJSRSET162122.
- [8] Prof. M. Shahezad y Prof. N. R. Bobade, “COMPARISION BETWEEN STEEL PLATE GIRDER AND PRESTRESSED CONCRETE GIRDER ON ROADWAY OVER BRIDGE”, *International Engineering Journal For Research & Development*, vol. 4, n° 4, p. 5, may 2019, doi: 10.17605/OSF.IO/RHWFD.
- [9] M. Zain, R. Varma, y R. K. Srivastava, “Cost comparison of steel plate girder and RCC girder bridge”, *Mater Today Proc*, vol. 56, pp. 2274–2277, ene. 2022, doi: 10.1016/J.MATPR.2021.11.607.

- [10] S. Ojha, R. K. Srivastava, S. Ojha, y R. K. Srivastava, “Comparative Study of Prestressed Concrete Girder and Steel Plate Girder Used in Bridge Construction Under City Areas”, *JETIR*, vol. 6, n° 5, pp. 193–197, 2019, Accedido: 24 de junio de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://www.jetir.org/view?paper=JETIRCN06032>
- [11] M. K. Razzaq, K. Sennah, y F. Ghrib, “Live load distribution factors for simply-supported composite steel I-girder bridges”, *J Constr Steel Res*, vol. 181, jun. 2021, doi: 10.1016/j.jcsr.2021.106612.
- [12] American Association of State Highway and Transportation Officials., *LRFD bridge design specifications.*, 9th ed. 2020.
- [13] E. Torres, *Diseño de puentes Interpretación del código AASHTO*, 1era. Cuenca, 2013.
- [14] R. Barker y J. Puckett, *Design of Highway Bridges An LRFD Approach*. Wiley, 2013. doi: 10.1002/9781118411124.fmatter.
- [15] O. Amar, “Diseño de puentes con vigas I armadas de acero”, Universidad de los Andes, Bogota, 2013.
- [16] Romo Marcelo, *Puentes y viaductos-capítulo VI: diseño de la superestructura de puentes simplemente apoyados*. 2019. [En línea]. Disponible en: <https://www.researchgate.net/publication/333677940>
- [17] CAMICON, “Investigación sobre los niveles de seguridad de puentes existentes en usa.”, 2016.
- [18] AASHTO, *LRFD bridge design specifications*, 9th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, 2020. Accedido: 9 de noviembre de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://aportesingecivil.com/aashto-lrfd-bridge-design-specifications-9th-edition-2020/>
- [19] AISC, “Bridges | American Institute of Steel Construction”. Accedido: 9 de noviembre de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://www.aisc.org/nsba/>
- [20] AISC y National Steel Bridge Alliance, “Advantages of steel over concrete for bridge design and construction.”.
- [21] J. Chavez y H. Lozano, “Comparativo de diseño de puentes de viga-losa en concreto y estructura de acero.”, Bogota, 2021.
- [22] S. Durán, “Reparación de puentes de hormigón colapsados, mediante la instalación de sistemas estructurales de acero.”, Quito, 2009.

- [23] H.-I. Wu y M. Bowman, “Examination of post-tensioned steel bridges in Indiana.”, 2000.
- [24] J. Xue, B. Briseghella, F. Huang, C. Nuti, H. Tabatabai, y B. Chen, “Review of ultra-high performance concrete and its application in bridge engineering”, *Constr Build Mater*, vol. 260, nov. 2020, doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2020.119844.
- [25] J. Calvo, J. Arroyo, A. Pacheco, y F. Romo, “Puente sobre el río Chiche en Quito, Ecuador”, *VII Congreso Internacional de Estructuras*, p. 1-122, 2017.
- [26] M. Jácome, N. Caicedo, y V. Bastidas, “Proceso constructivo del Puente Bahia-San Vicente”, *Revista Alternativas(Issue 17)*, 2012.
- [27] D. Manosalva, “El método BIM: efectividad y beneficios en los proyectos de edificación.”, 2020.
- [28] E. Galvis y L. Código, “Implementación de la metodología BIM en proyectos de infraestructura en Colombia.”, Bogota, 2022.
- [29] C. Aguirre y J. Tingo, “Plan de contingencia enfocado a la movilidad para sucesos naturales y eventos especiales en el cantón Penipe, provincia de Chimborazo.”, Riobamba, 2018.
- [30] K. Barth, G. Michaelson, y M. Barker, “Development and Experimental Validation of Composite Press Brake–Formed Modular Steel Tub Girders for Short-Span Bridges”, *Journal of Bridge Engineering*, 2015.
- [31] B. Karabulut, G. Ferraz, y B. Rossi, “Lifecycle cost assessment of high strength carbon and stainless steel girder bridges”, *J Environ Manage*, vol. 277, ene. 2021, doi: 10.1016/j.jenvman.2020.111460.
- [32] M.J. Nigro y A.M. Garcia, *Ingeniería de Puentes: Conceptos y Aplicaciones*, 3ª ed. 2018.
- [33] A.M. Neville y J.J. Brooks, *Tecnología del Concreto*, 2ª ed. Mexico, 2010.
- [34] J. Llitas Barceló, “Homigón pretensado. Primeras patentes.”, 2 de mayo de 2022, *Universitat Politècnica de València*. Accedido: 7 de julio de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://riunet.upv.es/handle/10251/182342>
- [35] Ministerio de Transporte y Comunicaciones, “Manual de Puentes”, Peru, 2018.
- [36] M. P. Romo, *Puentes y viaductos*, Primera. Quito, 2022.
- [37] B. C. Jagtap y M. Shahezad, “Comparative Study of Prestressed Concrete Girder and Steel Plate Girder for Roadway Over Bridge”, vol. 1, n° 1, pp. 113–117, 2016.

- [38] V. Khatri, P. K. Singh, y P. R. Maiti, “Comparative study of prestressed steel – concrete composite bridge of different span length and girder spacing”, vol. 2, n° 5, pp. 3917–3922, 2012.
- [39] M. Zain, R. Varma, y R. K. Srivastava, “Cost comparison of steel plate girder and RCC girder bridge”, *Mater Today Proc*, vol. 56, pp. 2274–2277, ene. 2022, doi: 10.1016/J.MATPR.2021.11.607.
- [40] A. BAVANI, “COMPARATIVE STUDY OF STEEL PLATE GIRDER AND PRESTRESSED CONCRETE GIRDER”, 2021.

5.4 Anexos

DISEÑO A FLEXIÓN DEL TABLERO SEGUN AASHTO-LRFD

1. Propiedades de los Materiales

$$\phi := 0.90$$

Factor de reducción en flexión

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo limite de fluencia del acero de refuerzo

$$\gamma_c := 2.5 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del concreto armado

$$E_s := 29000 \text{ ksi}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\text{ORIGIN} := 1$$

Numero de varilla

Diámetro de varilla

Área de varilla

$$\text{num} := \begin{bmatrix} 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 8 \\ 11 \end{bmatrix}$$

$$\text{diam} := \begin{bmatrix} 9.5 \\ 12.7 \\ 15.9 \\ 19.1 \\ 25.4 \\ 34.9 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$\text{area} := \begin{bmatrix} 71 \\ 129 \\ 199 \\ 284 \\ 510 \\ 1006 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

2. Propiedades de Sección

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Ancho de la sección

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

Altura de la sección

$$r_e := 25 \text{ mm}$$

Recubrimiento

$$\text{diam}_a := \text{diam}_s$$

Diámetro de varilla asumido

$$\text{diam}_{at} := 0 \text{ mm}$$

Diámetro de varilla transversal asumido

$$d := h - \left(r_e + \text{diam}_{at} + \frac{\text{diam}_a}{2} \right)$$

$$d = 167.05 \text{ mm}$$

Peralte efectivo

$$I_g := \frac{b \cdot h^3}{12} = (6.667 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$

Inercia bruta de la sección transversal

$$y_t := \frac{h}{2} = 0.1 \text{ m}$$

distancia del centroide a la fibra en tracción

3. Diseño en rotura - Estado Limite de Resistencia

$$M_{u1} := 3.41 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento ultimo factorado



$$S_{nc} := \frac{I_g}{y_t}$$

Modulo de sección no compuesta en fibra extrema traccionada

$$S_{nc} = (6.667 \cdot 10^{-3}) \text{ m}^3$$

$$f_r := 0.24 \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi}$$

Esfuerzo maximo del concreto a traccion AASTHO LRFD 5.4.2.6

$$f_r = 33.674 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{cpe} := 0 \text{ ksi}$$

Esfuerzo de compresion en el concreto en la fibra extrema a traccion debido a las fuerza de preesfuerzo efectiva

$$M_{dnc} := 0 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento no factorado por carga permanente que actua en la seccion no compuesta

$$S_c = S_{nc}$$

Modulo de seccion compuesta en fibra extrema traccionada

$$\gamma_1 := 1.6$$

Factor de variabilidad por agrietamiento por flexion

$$\gamma_2 := 0$$

Factor de variabilidad por preesfuerzo

$$\gamma_3 := 0.67$$

Factor por limite elastico minimo especificado a rotura por traccion del refuerzo

$$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \left((\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) \cdot S_c - M_{dnc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right) \quad \text{Momento critico de agrietamiento AASTHO LRFD 5.7.3.3.2}$$

$$M_{cr} = 2.407 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$1.33 \cdot M_{u1} = 4.535 \text{ tonnef} \cdot m$$

Se debe de diseñar al menos para el menor de M_{cr} o $1.33M_u$ AASTHO LRFD 5.7.3.3.2

$$M_{u2} := \min(M_{cr}, 1.33 \cdot M_{u1})$$

$$M_{u2} = 2.407 \text{ tonnef} \cdot m$$

Por lo tanto el momento con el que se diseña sera el mayor de M_{u1} y M_{u2}

$$M_u := \max(M_{u1}, M_{u2})$$

$$M_u = 3.41 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Calculo de la cantidad de refuerzo requerida para resistir el M_u

$$K_u := \frac{M_u}{b \cdot d^2} = 12.22 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \beta_1 := \text{if} \left(f'_c \leq 4 \text{ ksi}, 0.85, \max \left(0.65, 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 4 \text{ ksi}}{\text{ksi}} \right) \right) \right)$$

$$m_1 := \frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c} = 17.647 \quad \rho_{\max} := 0.75 \cdot \left(0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{87000 \text{ psi}}{87000 \text{ psi} + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{req}} := \frac{1}{m_1} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m_1 \cdot K_u}{\phi \cdot f_y}} \right) = 3.33061 \cdot 10^{-3} \quad \rho_{\max} = 0.0214$$

$$\rho_{\min} := 0.0018 \quad \text{Por contraccion y temperatura para 2 caras}$$

$$A_{s,\text{req}} := \rho_{\text{req}} \cdot b \cdot d = 5.564 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s,\text{req}}}{b} = 5.564 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se dispone de una distribucion de acero adecuada

Armadura provista: $\phi 5/8"(\text{N}^{\circ}5) @ 150\text{mm}$

$i := 3$ Posición en matriz de varillas

$\text{esp} := 150 \text{ mm}$ Espaciamiento de varillas

$$\text{area}_p := \text{area}_i = 199 \text{ mm}^2$$

$$\text{diam}_p := \text{diam}_i = 15.9 \text{ mm}$$

$$A_s := \text{area}_p \cdot \frac{b}{\text{esp}} = (1.327 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_s}{b} = 1.327 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\bar{d} := h - \left(re + \text{diam}_{\text{at}} + \frac{\text{diam}_p}{2} \right) = 167.05 \text{ mm} \quad \text{Peralte efectivo definitivo}$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 23.412 \text{ mm}$$

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 8.656 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{Momento nominal}$$

$$\phi \cdot M_n = 7.79 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_u = 3.41 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\phi \cdot M_n = 7.79 \text{ tonnef} \cdot m$$

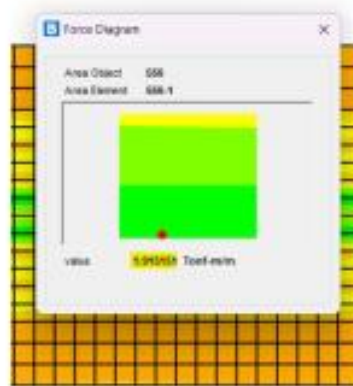
$$DC := \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = 0.438$$

Índice Demanda - Capacidad (Flexión)

4. Verificación por control de fisuración- Estado Limite de Servicio

$$M_s := 1.92 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento de Servicio



$$E_c := 15000 \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{kgf}{cm^2}}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = (2.51 \cdot 10^5) \frac{kgf}{cm^2}$$

$$n_1 := \frac{E_s}{E_c} = 8.123$$

$$n := \text{round}(n_1, 0) = 8$$

Solver Restricción Valores de prueba

$$x_1 := 1 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_1^2 = n \cdot A_s \cdot (d - x_1)$$

$$x := \text{find}(x_1) = 49.873 \text{ mm}$$

$$I_{cr} := \frac{1}{3} b \cdot x^3 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2$$

Momento de Inercia Agrietado

$$I_{cr} = 18707.581 \text{ cm}^4$$

$$f_s := n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I_{cr}} = 962.093 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c := \frac{M_s \cdot x}{I_{cr}} = 51.185 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{f_s}{f_y} = 0.229$$

$$\frac{f_c}{f'_c} = 0.183$$

$$d_c := re + \frac{\text{diam}_p}{2} = 32.95 \text{ mm}$$

Espesor de concreto de la fibra en tracción a centroide de acero

$$\beta_s := 1 + \frac{d_c}{0.7 \cdot (h - d_c)} = 1.282$$

$$\gamma_c = 0.50$$

Exposición Agresiva

$$S_{max} := \frac{700 \cdot \gamma_c}{\beta_s \cdot \frac{f_s}{\text{ksi}}} \cdot \text{in} - 2 \cdot d_c$$

$$I_{cr} = 18707.581 \text{ cm}^4$$

$$esp = 15 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 44.09 \text{ cm}$$

$$\text{Revision_Servicio} := \text{if}(S_{max} \geq esp, \text{"OK"}, \text{"Revisar"})$$

$$\text{Revision_Servicio} = \text{"OK"}$$

DISEÑO EN ACERO DE VIGA DE ALMA LLENA SEGUN AASHTO LRFD

- **Propiedades Geométricas**

$t_s := 200 \text{ mm}$	Espesor de losa
$t_h := 25 \text{ mm}$	Altura de Haunch
$b_h := 850 \text{ mm}$	Ancho de Haunch

- **Propiedades Geométricas de viga**

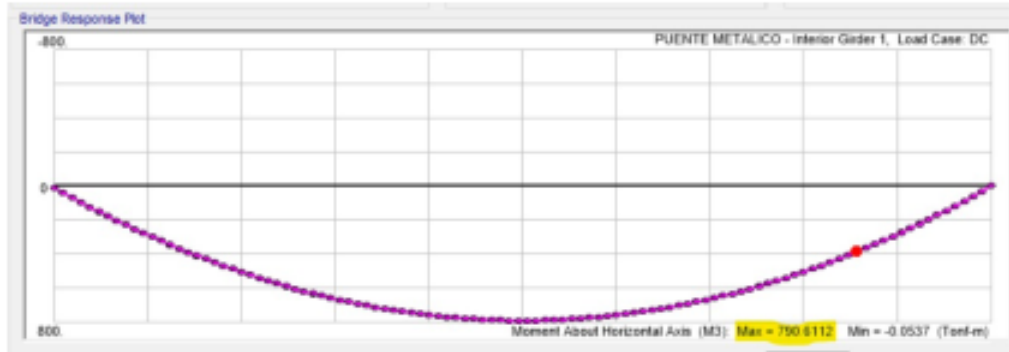
$t_{f,1} := 50 \text{ mm}$	Espesor del ala inferior
$b_{f,1} := 850 \text{ mm}$	Ancho del ala inferior
$t_w := 40 \text{ mm}$	Espesor del alma
$D := 1800 \text{ mm}$	Altura del alma
$t_{f,2} := 50 \text{ mm}$	Espesor del ala superior
$b_{f,2} := 850 \text{ mm}$	Ancho del ala superior
$L_b := 3.00 \text{ m}$	Longitud no arriostrada (arriostramiento horizontal)

- **Propiedades de los Materiales**

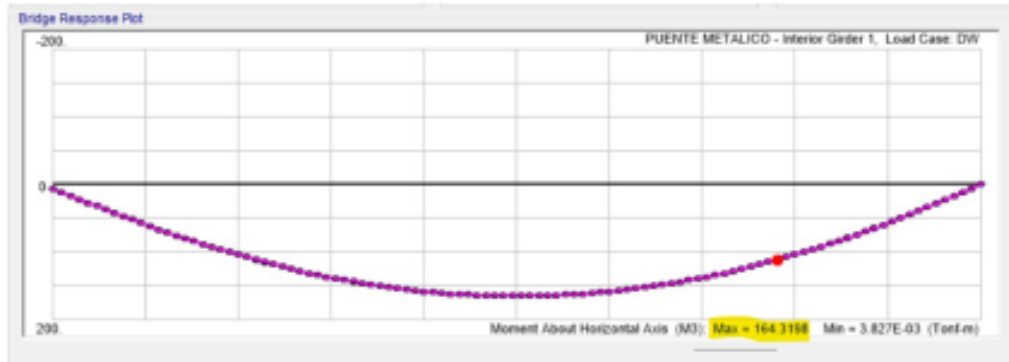
$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto
$F_y := 50 \text{ ksi}$	Limite de fluencia del acero estructural
$E_s := 29000 \text{ ksi}$	Modulo de elasticidad del acero

- Resultados del Análisis Estructural

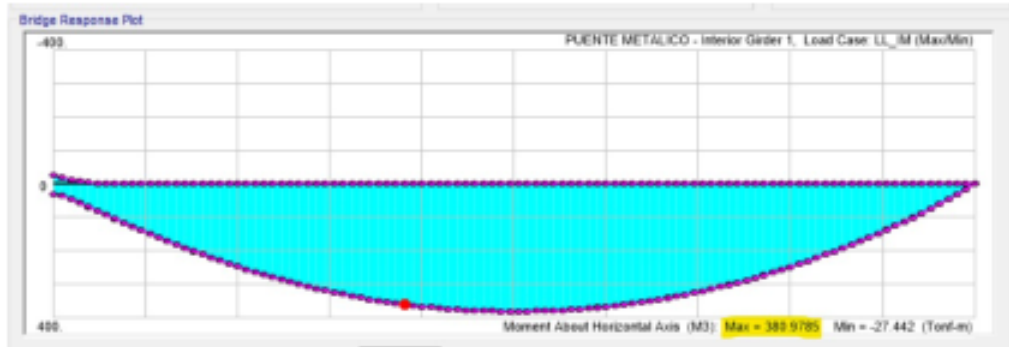
$$M_{DC} := 790.6112 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$



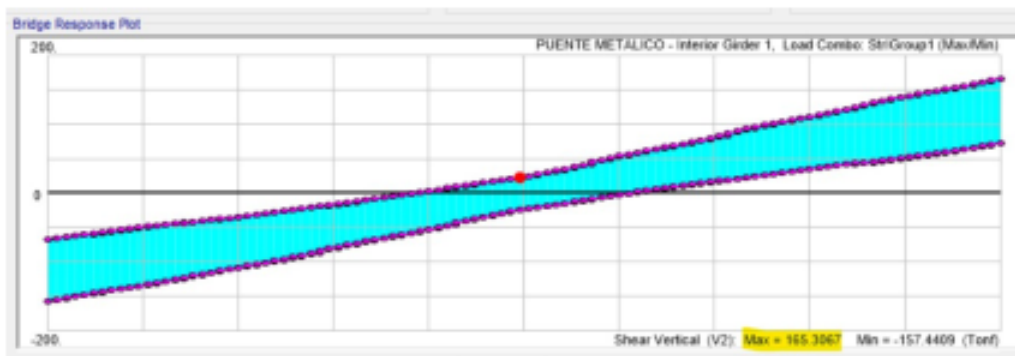
$$M_{DW} := 164.32 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$



$$M_{LL_{IM}} := 380.98 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$



$$V_u := 165.3067 \text{ tonne}f$$



• Parámetros

$$\phi_f := 1.00$$

Factor de reducción por flexión

$$\phi_s := 1.00$$

Factor de reducción por corte

$$\eta := 1.00$$

Factor de modificación de cargas

$$n := 8$$

Relación Modular E_s/E_c

$$\text{ORIGIN} := 1$$

1. Diseño a Flexión

a. Esfuerzos en Sección Compuesta

La secuencia de carga tal como se especifica en el [A.6.10.1.1] establece que en cualquier ubicación de la sección el esfuerzo elástico debido a las cargas aplicadas será la suma de los esfuerzos causados por las cargas aplicadas por separado de:

- (1) Viga metálica
- (2) Sección compuesta a corto plazo (use $n = E_s/E_c$)
- (3) Sección compuesta a largo plazo (use $3n = 3E_s/E_c$)
para considerar la fluencia del concreto
- (4) Para el cálculo de la losa de concreto flexible en la región de momento negativo use la relación a corto plazo (use $n = E_s/E_c$)

La carga permanente que se aplica antes de que la losa alcance el 75% de f'_c debe ser tomada por la viga de acero sola. Cualquier carga permanente y carga viva aplicada después de que la losa alcance el 75% de f'_c deberá ser tomada por la sección compuesta.

b. Esfuerzos en alas y miembros con flexión lateral [A.6.10.1.6]

Como se trata de un puente recto y sin esviamiento los esfuerzos por flexión lateral se consideran mínimos y el esfuerzo lateral f_l se considera aquí cero.

$$f_l := 0 \text{ ksi}$$

c. Propiedades de sección fundamentales

- (1) Considerando la siguiente secuencia de cargado [A.6.10.5.1.1a]

Etapa 1 : Viga y losa fresca soportado solamente por la viga de acero.

Etapa 2 : Cargas muertas sobreimpuesta (Carpeta asfáltica, bordillos, veredas y barandas) soportado por la sección compuesta a largo plazo.

Etapa 3 : Carga viva vehicular (LL+IM) soportado por la sección compuesta a corto plazo.

2. Determinación de ancho efectivo de ala superior [A.4.6.2.6]

Viga

$$E_s = 29000 \text{ ksi}$$

$$b_t := 1.67 \text{ m}$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 250998.008 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

(3) Relación Modular [A.6.10.5.1.1b]

(4) Calculo de propiedades de sección

Los cálculos para las propiedades de sección se resume a continuación:

Viga de acero sola

$$y_t := -(d - y_{cg}) = -950 \text{ mm}$$

$$y_b := y_{cg} = 950 \text{ mm}$$

$$S_t := \frac{I}{y_t} = -9.704 \cdot 10^4 \text{ cm}^3$$

$$S_b := \frac{I}{y_b} = (9.704 \cdot 10^4) \text{ cm}^3$$

Sección compuesta a corto plazo n = 8

$$y_{t,slab,n} := -(H - y_{cg}) = -939.467 \text{ mm}$$

$$y_{t,n} := -(d - y_{cg}) = -714.467 \text{ mm}$$

$$y_{b,n} := y_{cg} = (1.186 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$S_{t,slab,n} := \frac{I}{y_{t,slab,n}} = -1.404 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

$$S_{t,n} := \frac{I}{y_{t,n}} = -1.846 \cdot 10^5 \text{ cm}^3$$

$$S_{b,n} := \frac{I}{y_{b,n}} = (1.112 \cdot 10^5) \text{ cm}^3$$

Sección compuesta a largo plaza 3n = 24

$$y_{t,stab,3n} := -(H - y_{cg}) = -1.083 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

$$y_{t,3n} := -(d - y_{cg}) = -857.96 \text{ mm}$$

$$y_{b,3n} := y_{cg} = (1.042 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$S_{t,stab,3n} := \frac{I}{y_{t,stab,3n}} = -9.943 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

$$S_{t,3n} := \frac{I}{y_{t,3n}} = -1.255 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

$$S_{b,3n} := \frac{I}{y_{b,3n}} = (1.033 \cdot 10^8) \text{ mm}^3$$

Calculo del momento de fluencia My

$$M_{D1} := 1.25 \cdot M_{DC} = 988.264 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{D2} := 1.50 \cdot M_{DW} = 246.48 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$F_f = \frac{M_{DL}}{S_{NC}} + \frac{M_{DL}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \quad (D6.2.2-1)$$

$$S_{NC} := S_b \quad S_{LT} := S_{b,3n} \quad S_{ST} := S_{b,n}$$

$$S_{NC} = (9.704 \cdot 10^4) \text{ cm}^3$$

$$S_{LT} = (1.033 \cdot 10^5) \text{ cm}^3$$

$$S_{ST} = (1.112 \cdot 10^5) \text{ cm}^3$$

Restricciones: Valores de prueba

$$M_{AD} := 1 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$F_f = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

Solver

$$M_{AD1} := \text{find} (M_{AD}) = (2.512 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{AD} := M_{AD1} = (2.512 \cdot 10^3) \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

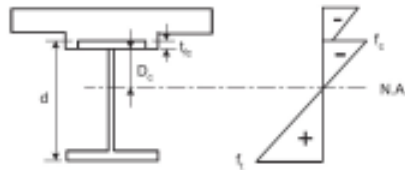
$$M_y := M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 3746.622 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

Calculo de la distancia Dc

$$f_t := \frac{M_{DC}}{S_b} + \frac{M_{DW}}{S_{b,3n}} + \frac{M_{LLJM}}{S_{b,n}} = (1.316 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c := \frac{M_{DC}}{S_t} + \frac{M_{DW}}{S_{t,3n}} + \frac{M_{LLJM}}{S_{t,n}} = -1.152 \cdot 10^3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$D_c = \left(\frac{-f_c}{|f_c| + f_t} \right) d - t_f \geq 0 \quad (\text{D6.3.1-1})$$



$$t_{fc} := t_{f,2} = 50 \text{ mm}$$

Figure D6.3.1-1—Computation of D_c at Sections in Positive Flexure

$$D_c := \left(\frac{-f_c}{|f_c| + f_t} \right) \cdot d - t_{fc} = 83.681 \text{ cm}$$

Construcción

Pandeo local de ala en compresión

$$b_{fc} := b_{f,2} = 850 \text{ mm}$$

$$t_{fc} := t_{f,2} = 50 \text{ mm} \quad F_{yc} := F_y$$

$$\lambda_f := \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} = 8.5 \quad F_{ywc} := F_y$$

$$\lambda_{pf} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}} = 9.152$$

$$\lambda_{rf} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}} = 13.487$$

$$F_{yr} := \min (0.7 F_{yc}, F_{ywc}) = 35 \text{ ksi}$$

$$R_h := 1$$

$$\lambda_{rw} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}} = 137.274$$

$$\frac{2 \cdot D_c}{t_w} = 41.84$$

$$R_b := 1$$

$$F_{nc.FLB} := \left(1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}} \right) \cdot \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right) \cdot R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}$$

$$F_{nc.FLB} = 52.255 \text{ ksi}$$

Pandeo lateral torsional (ala en compresión)

$$L_b = 3 \text{ m}$$

$$r_t := \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \cdot \left(1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{D_c \cdot t_w}{b_{fc} \cdot t_{fc}} \right)}} = 218.377 \text{ mm}$$

$$L_p := 1.0 \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{yc}}} = 5.259 \text{ m}$$

$$F_{yr} = 35 \text{ ksi}$$

$$L_r := \pi \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{yr}}} = 19.748 \text{ m}$$

$$C_b := 1$$

$$F_{nc.LTB} := C_b \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}} \right) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \cdot R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}$$

$$F_{nc.LTB} = 52.339 \text{ ksi}$$

$$F_{nc} := \min(F_{nc.FLB}, F_{nc.LTB}) = (3.674 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{bu} := \frac{1.25 \cdot M_{DC}}{S_t} = -1.018 \cdot 10^3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_l = 0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{bu} + \frac{1}{3} \cdot f_l = -1.018 \cdot 10^3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \phi_f \cdot F_{nc} = (3.674 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$DC := \frac{\left| f_{bx} + \frac{1}{3} \cdot f_l \right|}{\phi_f \cdot F_{nc}} = 0.277$$

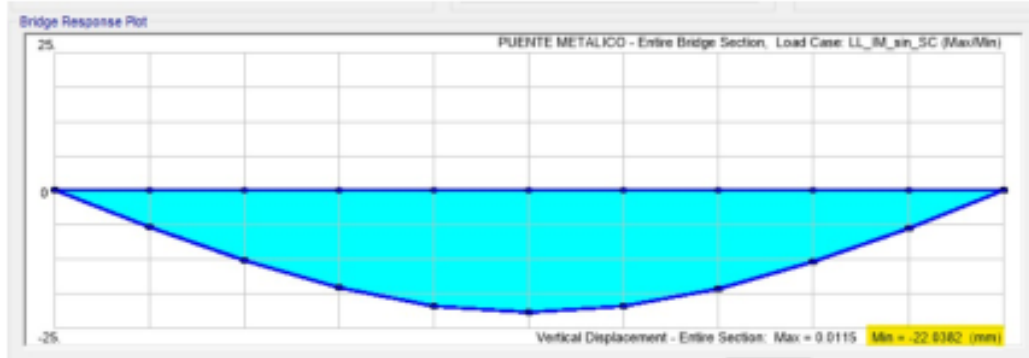
Servicio [6.5.2] [6.10.4]

Deformaciones elásticas: Deflexión por carga viva

$L := 50 \text{ m}$

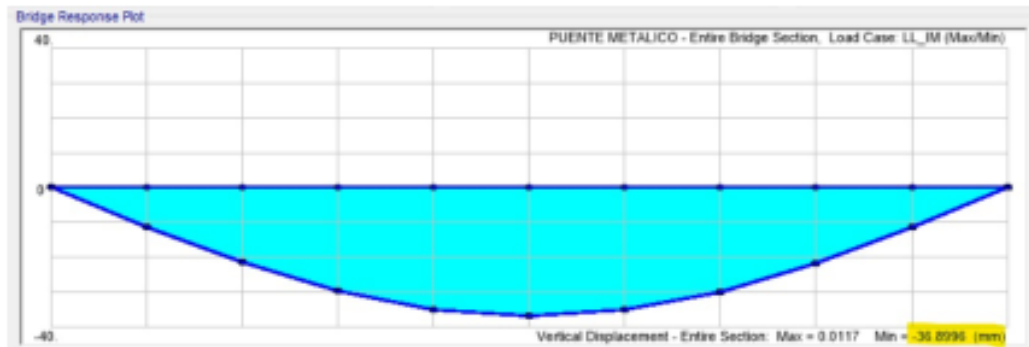
Longitud del puente

$$\Delta_{LLIMlim} := \frac{L}{800} = 62.5 \text{ mm} \quad \text{Valor de la deflexión máxima}$$



$$\Delta_{LLIMcamion} := 25.0382 \text{ mm}$$

Deflexión por carga del camión de diseño solo



$$\Delta_{LLIM} := 36.8996 \text{ mm}$$

Deflexión por carga de camión + carril

$$\Delta_{LLIM.carril} := \Delta_{LLIM} - \Delta_{LLIM.camion} = 11.861 \text{ mm} \quad \text{Deflexión por carga de carril}$$

$$\Delta_{LLIM.25.camion} := 0.25 (\Delta_{LLIM.camion}) + \Delta_{LLIM.carril} = 18.121 \text{ mm}$$

$$\Delta_{max} := \Delta_{LLIM.camion} = 25.038 \text{ mm}$$

Deflexión máxima entre cargas

$$\Delta_{LLIMlim} = 62.5 \text{ mm}$$

if ($\Delta_{max} < \Delta_{LLIMlim}$, "CUMPLE", "NO CUMPLE") = "CUMPLE"

Deformaciones permanentes
Esfuerzos en Servicio

$$f_{f,b} := \frac{1.00 M_{DC}}{S_b} + \frac{1.00 M_{DW}}{S_{b,3n}} + \frac{1.30 M_{LL-LM}}{S_{b,n}} = (1.419 \cdot 10^3) \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_{f,t} := \frac{1.00 M_{DC}}{S_t} + \frac{1.00 M_{DW}}{S_{t,3n}} + \frac{1.30 M_{LL-LM}}{S_{t,n}} = -1.214 \cdot 10^3 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$F_{yf} := F_y \quad 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf} = (3.34 \cdot 10^3) \frac{kgf}{cm^2}$$

Ala inferior

$$f_t = 0 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$DC_s := \frac{f_{f,b} + \frac{f_t}{2}}{0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}} = 0.425$$

Ala superior

$$\frac{|f_{f,t}|}{0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}} = 0.364$$

Fatiga 6.5.3, 6.10.5

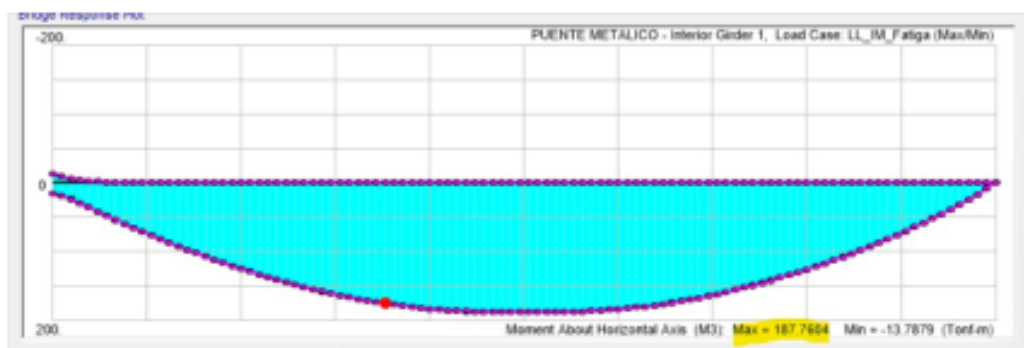
$$A := 44 \cdot 10^8 \text{ ksi}^3$$

$$N := 1000$$

Tráfico promedio diario anual proyectado a 20 años

$$\Delta F_n := \left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}} = 11520.797 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$M_{fatiga} := 187.76 \text{ tonnef} \cdot m$$



$$M_{u,F} := 0.80 \cdot M_{fatiga} = 150.208 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\Delta f := \frac{M_{u,F}}{S_{b,n}} = 135.05 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$DC_{fatiga} := \frac{\Delta f}{\Delta F_n} = 0.012$$

Resistencia (Momento nominal resistente)

$$b_t := b_{f,1} = 850 \text{ mm} \quad b_c := b_{f,2} = 850 \text{ mm} \quad D = 1800 \text{ mm}$$

$$t_t := t_{f,1} = 50 \text{ mm} \quad t_c := t_{f,2} = 50 \text{ mm}$$

$$b_s := b_t = 1.67 \text{ m} \quad t_s = 0.2 \text{ m}$$

$$P_t := F_y \cdot b_{f,1} \cdot t_{f,1} = (1.494 \cdot 10^3) \text{ tonnef}$$

$$P_w := F_y \cdot D \cdot t_w = (2.531 \cdot 10^3) \text{ tonnef}$$

$$P_c := F_y \cdot b_{f,2} \cdot t_{f,2} = (1.494 \cdot 10^3) \text{ tonnef}$$

$$P_s := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_s \cdot t_s = 794.92 \text{ tonnef}$$

$$P_t + P_w = (4.025 \cdot 10^3) \text{ tonnef}$$

$$P_c + P_s = (2.289 \cdot 10^3) \text{ tonnef}$$

Valores de prueba

$$Y := 1 \text{ mm}$$

Restricciones

$$P_t + P_w + (t_c - Y) \cdot b_c \cdot F_y = (Y) \cdot b_c \cdot F_y + P_s$$

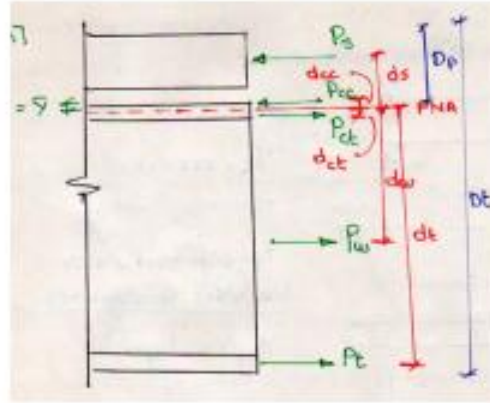
Solver

$$Y1 := \text{find}(Y) = 79.051 \text{ mm}$$

$$Y := Y1 = 79.051 \text{ mm}$$

$$P_t + P_w + (t_c - Y) \cdot b_c \cdot F_y = 3157.008 \text{ tonnef}$$

$$(Y) \cdot b_c \cdot F_y + P_s = 3157.008 \text{ tonnef}$$



$$d_s := Y + t_h + \frac{t_s}{2} = 204.051 \text{ mm}$$

$$d_w := (t_c - Y) + \frac{D}{2} = 870.949 \text{ mm}$$

$$d_{cc} := \frac{Y}{2} = 39.526 \text{ mm}$$

$$d_t := (t_c - Y) + D + \frac{t_t}{2} = 1795.949 \text{ mm}$$

$$d_{ct} := \frac{t_c - Y}{2} = -14.526 \text{ mm}$$

$$P_{cc} := F_y \cdot b_c \cdot Y = 2362.088 \text{ tonnef}$$

$$P_{ct} := F_y \cdot b_c \cdot (t_c - Y) = -868.065 \text{ tonnef}$$

$$M_p := P_s \cdot d_s + P_{cc} \cdot d_{cc} + P_{ct} \cdot d_{ct} + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t = 5155.78 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento Nominal

$$F_{yf} = 50 \text{ ksi}$$

$$\text{if } (F_{yf} < 70 \text{ ksi}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$$

$$\frac{D}{t_w} = 45$$

$$\text{if } \left(\frac{D}{t_w} < 150, \text{"OK"}, \text{"Revisar"} \right) = \text{"OK"}$$

$$D_{cp} := 0 \text{ m}$$

$$\frac{2 \cdot D_{cp}}{t_w} = 0$$

Menor al limite para sección compacta

$$D_t := t_{f,1} + D + t_{f,2} + t_h + t_s = 2.125 \text{ m}$$

$$D_p := Y + t_h + t_s = 0.304 \text{ m}$$

$$0.42 \ D_t = 0.893 \ m$$

$$verif_duct := \text{if } (D_p \leq 0.42 \ D_t, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"OK"}$$

$$0.1 \ D_t = 0.213 \ m$$

$$M_n := M_p \cdot \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) = 0.97$$

$$M_n = 5000.292 \ tonnef \cdot m$$

$$M_u := 1.25 \ M_{DC} + 1.50 \ M_{DW} + 1.75 \ M_{LL-JM} = (1.901 \cdot 10^3) \ tonnef \cdot m$$

$$\phi_f \cdot M_n = (5 \cdot 10^3) \ tonnef \cdot m$$

$$DC_{resistencia} := \frac{M_u}{\phi_f \cdot M_n} = 0.38$$

Diseño por Corte

$$d_0 := 1.75 \ m$$

$$V_p := 0.58 \ F_{yw} \cdot D \cdot t_w = 1468.009 \ tonnef$$

$$k := 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D} \right)^2} = 10.29 \quad \frac{D}{t_w} = 45$$

$$1.12 \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot k}{F_{yw}}} = 86.524 \quad 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot k}{F_{yw}}} = 108.155$$

$$C := \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w} \right)^2} \cdot \left(\frac{E_s \cdot k}{F_{yw}} \right) = 4.627$$

$$V_{cr} := C \cdot V_p = (6.793 \cdot 10^3) \ tonnef$$

$$V_n := V_{cr} = (6.793 \cdot 10^3) \ tonnef$$

$$\phi_v \cdot V_n = (6.793 \cdot 10^3) \ tonnef$$

$$V_u = 165.307 \ tonnef$$

$$DC_{corte} := \frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = 0.024$$

Rigidizadores de alma

$$b_t = 850 \text{ mm}$$

$$t_p := 12 \text{ mm}$$

$$2 \cdot \frac{D}{30} + \frac{D}{30} = 110.8 \text{ mm}$$

$$16 \cdot t_p = 192 \text{ mm} \quad b_t = 850 \text{ mm} \quad \frac{b_{f2}}{4} = 212.5 \text{ mm}$$

$$I_t := \frac{t_p \cdot b_t^3}{12} + b_t \cdot t_p \cdot \left(\frac{b_t}{2}\right)^2 = (2.457 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$d_0 = 1.75 \text{ m}$$

$$\bar{b} := \min(d_0, D) = (1.75 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$J := \max\left(\frac{2.5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} - 2.0, 0.5\right) = 0.645$$

$$I_{t1} := b \cdot t_w^3 \cdot J = (7.223 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$\text{Verif_1} := \text{if}(I_t \geq I_{t1}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$$

$$F_{ys} := F_y = 50 \text{ ksi}$$

$$F_{crs} := \min\left(\frac{0.31 \cdot E_s}{\left(\frac{b_t}{t_p}\right)^2}, F_{ys}\right) = 1.792 \text{ ksi}$$

$$\rho_t := \frac{F_{ys}}{F_{crs}} = 27.905$$

$$I_{t2} := \frac{D^4 \cdot \rho_t^{1.5}}{40} \cdot \left(\frac{F_{ys}}{E_s}\right)^{1.5} = (1.423 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$\text{Verif_2} := \text{if}(I_t \geq I_{t2}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$$

Rigidizadores de apoyo

$$b_t = 850 \text{ mm} \quad t_p = 12 \text{ mm}$$

$$0.48 \cdot t_p \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{ys}}} = 138.719 \text{ mm}$$

$$\text{if} \left(0.48 \cdot t_p \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{ys}}} < 180 \text{ mm}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"} \right) = \text{"OK"}$$

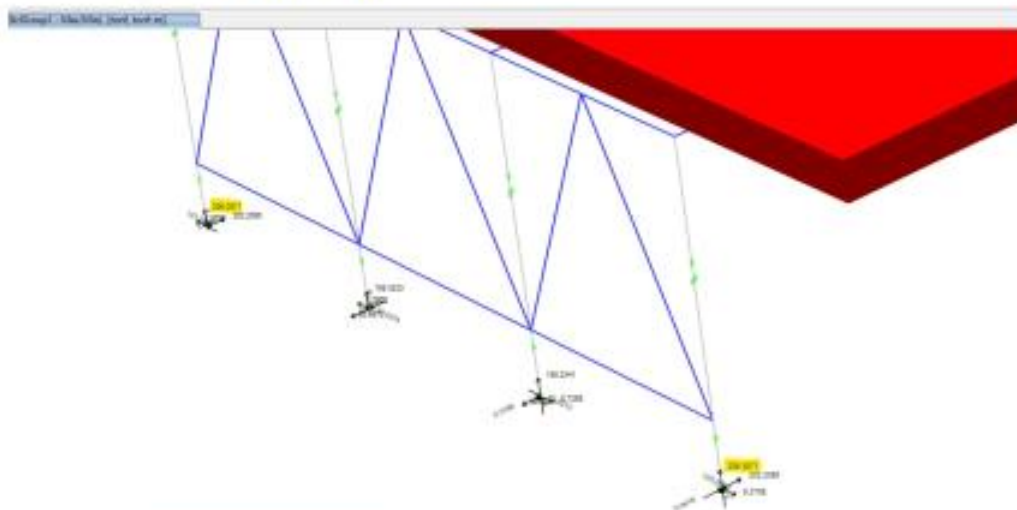
$$A_{pm} := 2 \cdot (b_t - 40 \text{ mm}) \cdot t_p = (1.944 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$R_{sb,n} := 1.4 \cdot A_{pm} \cdot F_{ys} = 956.737 \text{ tonnef}$$

$$\phi_b := 1.00$$

$$R_{sb,r} := \phi_b \cdot R_{sb,n} = 956.737 \text{ tonnef}$$

$$R_u := 206.39 \text{ tonnef}$$



$$DC := \frac{R_u}{R_{sb,r}} = 0.216$$

$$K := 0.75$$

$$l := D$$

$$I := \left(\frac{t_p \cdot b_t^3}{12} + b_t \cdot t_p \cdot \left(\frac{b_t}{2} + \frac{t_w}{2} \right)^2 \right) \cdot 2 = (5.268 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$A_g := 2 \cdot b_t \cdot t_p = (2.04 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$r_s := \sqrt{\frac{I}{A_g}} = 508.167 \text{ mm}$$

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot E_s}{\left(\frac{K \cdot l}{r_s}\right)^2} \cdot A_g = 581662.388 \text{ tonnef}$$

$$P_0 := F_{gs} \cdot A_g = 717.131 \text{ tonnef}$$

$$\frac{P_e}{P_0} = 811.096 \quad \text{Por tanta utilizamos:}$$

$$P_n := \left(0.658 \left(\frac{P_0}{P_e}\right)\right) \cdot P_0 = 716.761 \text{ tonnef}$$

$$\phi_c := 0.90$$

$$\phi_c \cdot P_n = 645.085 \text{ tonnef}$$

$$\boxed{DC} := \frac{R_u}{\phi_c \cdot P_n} = 0.32$$

$$\frac{b_t}{t_p} = 70.833 \quad 0.45 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 10.837 \quad \text{OK!}$$

VIGA I PRETENSADA

INFORMACIÓN NECESARIA

Longitud del puente

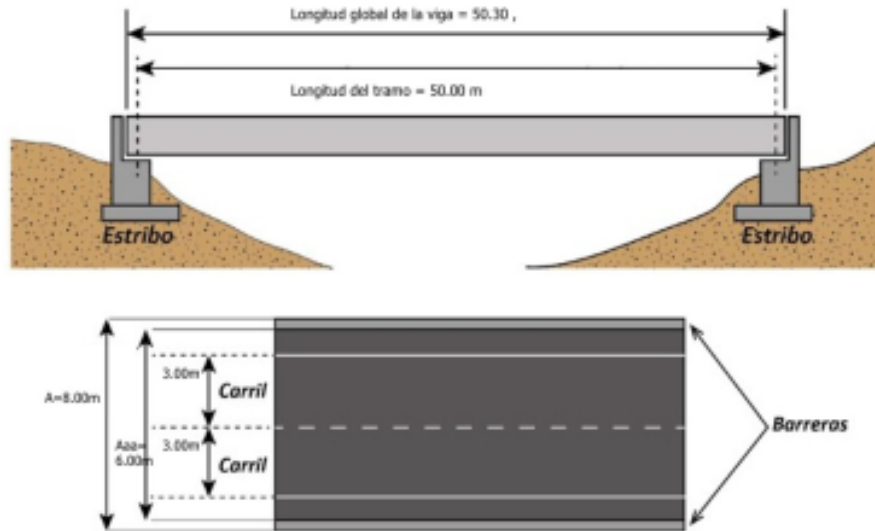
$$L := 50 \text{ m}$$

Ancho total de la sección transversal de tablero

$$A := 6.00 \text{ m}$$

Ancho entre extremos internos de barreras de concreto

$$A_{aa} := 5.20 \text{ m}$$



Espesor estructural de la losa de tablero

$$h_{losa} := 8.25 \text{ in} = 21 \text{ cm}$$

Espesor asumido de cartela (haunch) en la mitad de la viga

$$h_{cart} := 1 \text{ in} = 2.5 \text{ cm}$$

Área transversal de una barrera

$$A_{barr} := 444 \text{ in}^2 = 2864.5 \text{ cm}^2$$

Tamaño máximo del agregado, asumido en este caso a 3/4"

$$a_g := 0.75 \text{ in} = 1.9 \text{ cm}$$

Edad del concreto en la transferencia

$$t_i := 1 \text{ day}$$

Edad del concreto en la colocación de la losa del tablero

$$t_l := 90 \text{ day}$$

Porcentaje de Humedad relativa

$$H := 70$$

Conversión de kilo libras por pie cúbico a libra por pie cúbico

$$kcf := 1000 \text{ pcf}$$

Peso específico del concreto

$$\gamma_c := 0.15 \text{ kcf} = 2402.8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del pavimento por metro lineal

$$\gamma_{ws} := 0.035 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^2} = 170.9 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Todas las tablas y ecuaciones son referidas a las especificaciones AASHTO LRFD

1. GEOMETRÍA

1.1. LA PROFUNDIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA

Para tableros de un solo tramo con vigas prefabricadas I: (Art.2.5.5.6.3)

$$D_{min} := 0.045 \cdot L \quad (\text{Tabla. 2.5.2.6.3-1})$$

Altura mínima según AASHTO

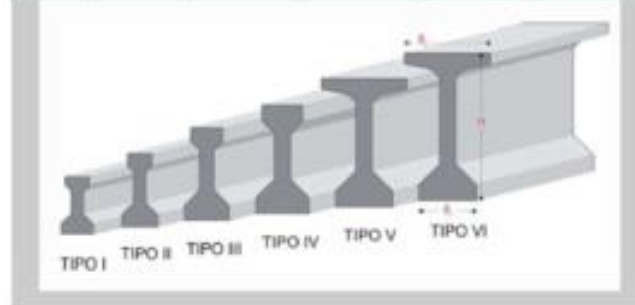
$$D_{min} = 225 \text{ cm}$$

Por lo que la altura de viga necesaria es:

$$h_{req} := D_{min} - h_{losa} = 204 \text{ cm}$$

Del siguiente catálogo de vigas AASHTO:

Tipo	H (cm)	B1 (cm)	B2 (cm)	Claro (m)	A (cm ²)
I	71	40	30	10 a 13	1.743
II	91	45	30	12 a 16	2.325
III	115	56	40	16 a 24	3.629
IV	135	66	50	21 a 30	4.974
V	160	71	107	27 a 36	6.463
VI	183	71	107	33 a 42	6.923



Se selecciona una viga AASHTO Tipo VI (MODIFICADA) 271 mm se incremento

$$h_{viga} := 210 \text{ cm}$$

Además se asume un espesor de 1 pulg para la cartela en la mitad de la luz de la viga, como lo indican los datos en "Información necesaria"

Por lo que la profundidad total del tablero sería:

$$D := h_{losa} + h_{viga} + h_{carta} = 233.5 \text{ cm}$$

1.2. Espaciamiento entre vigas y cantidad

Se recomienda un espaciamiento de 1.5 veces el valor de la profundidad del tablero

$$S_{\min} := 1.5 \cdot D = 3.5 \text{ m}$$

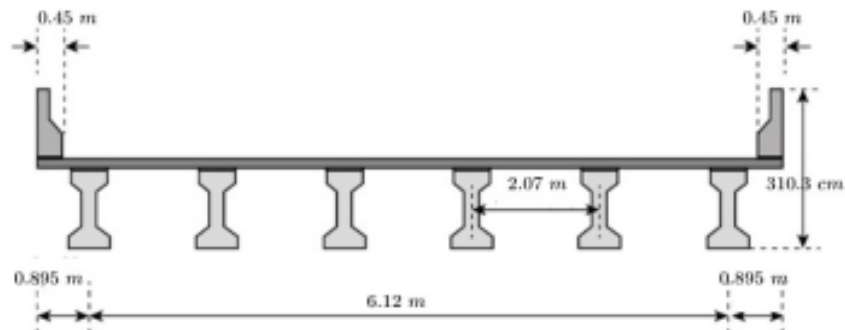
Tomando en cuenta que el ancho de las barreras es de 1.5 ft, se agrega 1ft para definir la longitud del volado

$$\text{Volado} := 0.895 \text{ m}$$

Como se observa en la siguiente figura quedaría un total de 30 ft entre las vigas externas, por lo que con un arreglo de 6 vigas separadas a 6ft entre sí se consigue el siguiente arreglo práctico:

$$S := 2.07 \text{ m}$$

$$N_{\text{vigas}} := \frac{6.21 \text{ m}}{S} + 1 = 4$$



2. Selección de los materiales

2.1. Concreto de la losa de Tablero

Resistencia del concreto en la losa

$$f'_c := 4 \text{ ksi} = 281.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Con la resistencia se determina el módulo de elasticidad del concreto de la losa:

En la siguiente ecuación se necesita el factor de corrección del agregado, el cual según AASHTO LRFD es tomado igual a 1 a menos que un ensayo determine lo contrario.

$$K_1 := 1$$

$$E_{cd} := 33000 \cdot K_1 \cdot \left(\frac{\gamma_c}{kcf} \right)^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c \cdot ksi} \quad (\text{Ec.5.4.2.4-1})$$

$$E_{cd} = 269574.7 \frac{kgf}{cm^2}$$

2.2. Concreto de la viga pretensada

Se asume la resistencia del concreto de la viga en la transferencia

$$f'_{ci} := 6 \text{ ksi} = 421.8 \frac{kgf}{cm^2}$$

Módulo de elasticidad del concreto de la viga en la transferencia, con la misma ecuación anterior:

$$E_{ci} := 33000 \cdot K_1 \cdot \left(\frac{\gamma_c}{kcf} \right)^{1.5} \cdot \sqrt{f'_{ci} \cdot ksi} = 330160.2 \frac{kgf}{cm^2}$$

Resistencia del concreto de la viga a los 28 días

$$f'_c := 6 \text{ ksi} = 421.8 \frac{kgf}{cm^2}$$

Módulo de elasticidad del concreto de la viga a los 28 días:

$$E_c := 33000 \cdot K_1 \cdot \left(\frac{\gamma_c}{kcf} \right)^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c \cdot ksi} = 330160.2 \frac{kgf}{cm^2}$$

2.3. Acero Pretensado

Área de acero de un tendón de 0.6" de diámetro de baja relajación Grado 270

$$A_p := 0.217 \text{ in}^2 = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{ppp} := 0.75 \cdot 0.25 \cdot \pi \cdot (0.5 \cdot \text{in})^2 = 0.95 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo último

$$f_{pu} := 270 \text{ ksi} = 18982.9 \frac{kgf}{cm^2}$$

Esfuerzo de cedencia

$$f_{py} := 0.9 \cdot f_{pu} = 17084.6 \frac{kgf}{cm^2} \quad (\text{Tabla 5.4.4.1-1})$$

Módulo de elasticidad del acero presforzado

$$E_p := 28500 \text{ ksi} = 2003748.3 \frac{kgf}{cm^2} \quad (\text{Art. a 5.4.4.2})$$

2.4. Acero de refuerzo dulce

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_s := 29000 \text{ ksi} = 2038901.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

3. Propiedades de la Sección

3.1. Viga de concreto prefabricada

Área de la sección gruesa

$$A := 754656 \text{ mm}^2 = 7546.6 \text{ cm}^2$$

Inercia de la sección gruesa

$$I_g := 433660000000 \text{ mm}^4 = 43366000 \text{ cm}^4$$

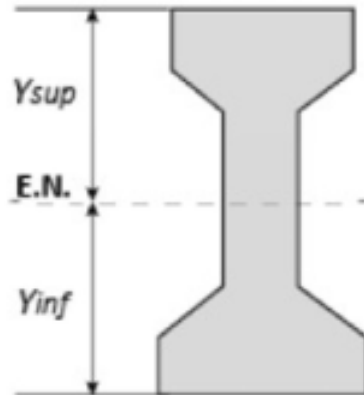
$$I_g = 0.4337 \text{ m}^4$$

Ubicación del eje neutro de la viga

$$Y_{sup} := -1042.1 \text{ mm} = -104.2 \text{ cm}$$

$$-2100 + 1057.87 = -1042.1$$

$$Y_{inf} := 1057.87 \text{ mm} = 105.8 \text{ cm}$$



3.2. Ancho efectivo de losa de tablero

(Art. 4.6.2.6.1)

Para: ángulo de esviaje $< 75^\circ$, relación $L/s > 2$ y longitud de volado $< 0.5S$

$$\text{ángulo_de_esviaje} := 0^\circ \quad 0^\circ < 75^\circ$$

$$\frac{L}{S} = 24.2 \quad 25 > 2$$

$$\text{Volado} = 0.895 \text{ m} \quad 0.5 \cdot S = 1.04 \text{ m} \quad 0.895 \text{ m} < 1.04 \text{ m}$$

El ancho efectivo en la losa del tablero sobre la viga será tomado como el ancho tributario, para una viga interior:

$$b := S = 2.07 \text{ m}$$

3.3. Propiedades de la sección compuesta

Para calcular las propiedades de la sección compuesta, es necesario transformar la sección de la losa de tablero y cartela con la relación modular "nc" para tomar en cuenta la diferencia de los materiales.

3.3.1 Área de la sección compuesta transformada

Relación modular: Módulo de elasticidad de la losa / Módulo de elasticidad de la viga en servicio

$$n_c := \frac{E_{cd}}{E_c} = 0.82 \quad (\text{Art. 5.7.1})$$

Área de losa transformada

$$A_{l\text{osa}} := b \cdot h_{l\text{osa}} \cdot n_c = 3541.7 \text{ cm}^2$$

Como se observa en el catálogo de la sección transversal mostrado anteriormente, para la viga seleccionada AASHTO tipo VI, el ancho superior de la viga, que será en ancho de la cartela es de 106.7 cm

$$b_s := 106.7 \text{ cm}$$

Área de cartela transformada

$$A_{cart} := b_s \cdot h_{cart} \cdot n_c = 221.3 \text{ cm}^2$$

Área de la sección compuesta:

$$A_c := A + A_{l\text{osa}} + A_{cart} = 11309.6 \text{ cm}^2$$

3.3.2 Eje neutro de la sección compuesta transformada

Para calcular el nuevo eje neutro de la sección compuesta, ver la notación de la siguiente figura:

$$Y_{infviga} := Y_{inf} = 105.8 \text{ cm}$$

$$Y_{inflosa} := h_{viga} + h_{cart} + \frac{h_{losa}}{2} = 223 \text{ cm}$$

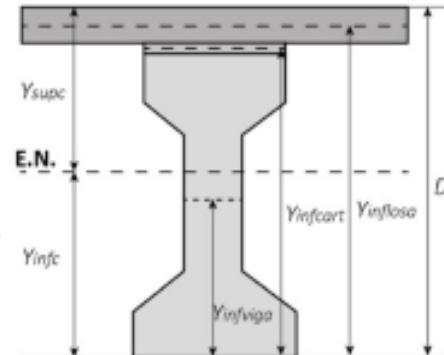
$$Y_{infcart} := h_{viga} + \frac{h_{cart}}{2} = 211.3 \text{ cm}$$

$$Y_{infc} := \frac{Y_{infviga} \cdot A + Y_{inflosa} \cdot A_{losa} + Y_{infcart} \cdot A_{cart}}{A_c}$$

El eje neutro de la viga en sección compuesta transformada se ubica con:

$$Y_{infc} = 144.6 \text{ cm}$$

$$Y_{supc} := Y_{infc} - D = -88.9 \text{ cm}$$



3.3.3 Inercia de la sección compuesta transformada

Aplicando el teorema de Steiner

$$Icm_{viga} := I_g = 43366000 \text{ cm}^4$$

$$d_{viga} := Y_{infc} - Y_{infviga} = 38.8 \text{ cm}$$

$$Icm_{losa} := \frac{b \cdot n_c \cdot h_{losa}^3}{12} = 129600.4 \text{ cm}^4$$

$$d_{losa} := Y_{infc} - Y_{inflosa}$$

$$Icm_{cart} := \frac{b_s \cdot n_c \cdot h_{cart}^3}{12} = 119 \text{ cm}^4$$

$$d_{cart} := Y_{infc} - Y_{infcart} = -66.7 \text{ cm}$$

$$I_c := (Icm_{viga} + A \cdot d_{viga}^2) + (Icm_{losa} + A_{losa} \cdot d_{losa}^2) + (Icm_{cart} + A_{cart} \cdot d_{cart}^2)$$

Inercia de la sección compuesta

$$I_c = 77626821.4 \text{ cm}^4$$

4. Análisis de la Estructura

Condiciones a cumplir para repartir de forma equitativa la carga permanente sobre las vigas y usar el método de la franja para distribuir la carga viva

(Art. 4.6.2.2.1)

- El ancho del tablero es constante
- El número de vigas interiores es mínimo 4, en este caso son 4
- Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez
- La zona del volado de la calzada no debe ser mayor de 90 cm (3 ft).
- El puente no tiene curvatura en planta
- La sección transversal del tablero corresponde con una de las clasificaciones especificadas por AASHTO LRFD en su tabla 4.6.2.2.1-1, específicamente clasificación "k"

$$3 \text{ ft} = 0.914 \text{ m}$$

(Tabla 4.6.2.2.1-1)

Se cumplen todas las condiciones

4.1 Corte y momento de servicio por carga muerta

$$q_1 := \gamma_c \cdot A = 1813.3 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga por peso propio de la viga (DC)

$$q_2 := \gamma_c \cdot \frac{(A_{losa} + A_{cart})}{n_c} = 1107.4 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga por peso propio de la losa + cartela (DC)

$$q_3 := \gamma_c \cdot \frac{2 \cdot (A_{barr})}{N_{vigas}} = 344.1 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga por peso propio de las Barreras distribuida equitativamente entre las vigas (DC)

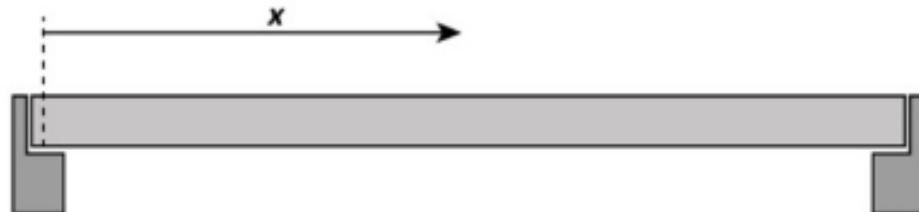
$$q_{DW} := \gamma_{WS} \cdot \frac{A_{an}}{N_{vigas}} = 222.2 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga por peso propio de la superficie de rodamiento (DW)

Las secciones de la viga a estudiar son las siguientes:

$$x := [0 \ 1 \ 5 \ 10 \ 15 \ 20 \ 25 \ 30 \ 35 \ 40 \ 45 \ 49 \ 50]^T \text{ m}$$

$$x^T = [0 \ 1 \ 5 \ 10 \ 15 \ 20 \ 25 \ 30 \ 35 \ 40 \ 45 \ 49 \ 50] \text{ m}$$



4.1.1. Corte y momento por peso de la viga prefabricada

$$V_{DC1} := \left(q_1 \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right) \right)^T$$

$$V_{DC1} = [45.3 \ 43.5 \ 36.3 \ 27.2 \ 18.1 \ 9.1 \ 0 \ -9.1 \ -18.1 \ -27.2 \ -36.3 \ -43.5 \ -45.3] \text{ tonnef}$$

$$M_{DC1} := \left(q_1 \cdot x \cdot \frac{(L-x)}{2} \right)^T$$

$$M_{DC1} = [0 \ 44.4 \ 204 \ 362.7 \ 476 \ 544 \ 566.6 \ 544 \ 476 \ 362.7 \ 204 \ 44.4 \ 0] \text{ tonnef} \cdot m$$

4.1.2. Corte y momento por peso de la losa + cartela

$$V_{DC2} := \left(q_2 \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right) \right)^T$$

$$V_{DC2} = [27.7 \ 26.6 \ 22.1 \ 16.6 \ 11.1 \ 5.5 \ 0 \ -5.5 \ -11.1 \ -16.6 \ -22.1 \ -26.6 \ -27.7] \text{ tonnef}$$

$$M_{DC2} := \left(q_2 \cdot x \cdot \frac{(L-x)}{2} \right)^T$$

$$M_{DC2} = [0 \ 27.1 \ 124.6 \ 221.5 \ 290.7 \ 332.2 \ 346.1 \ 332.2 \ 290.7 \ 221.5 \ 124.6 \ 27.1 \ 0] \text{ tonnef} \cdot m$$

4.1.3. Corte y momento por peso de las barreras

$$V_{DC3} := \left(q_3 \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right) \right)^T$$

$$V_{DC3} = [8.6 \ 8.3 \ 6.9 \ 5.2 \ 3.4 \ 1.7 \ 0 \ -1.7 \ -3.4 \ -5.2 \ -6.9 \ -8.3 \ -8.6] \text{ tonnef}$$

$$M_{DC3} := \left(q_3 \cdot x \cdot \frac{(L-x)}{2} \right)^T$$

$$M_{DC3} = [0 \ 8.4 \ 38.7 \ 68.8 \ 90.3 \ 103.2 \ 107.5 \ 103.2 \ 90.3 \ 68.8 \ 38.7 \ 8.4 \ 0] \text{ tonnef} \cdot m$$

4.1.4. Corte y momento por peso de la superficie de rodamiento

$$V_{DW} := \left(q_{DW} \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right) \right)^T$$

$$V_{DW} = [5.6 \ 5.3 \ 4.4 \ 3.3 \ 2.2 \ 1.1 \ 0 \ -1.1 \ -2.2 \ -3.3 \ -4.4 \ -5.3 \ -5.6] \text{ tonnef}$$

$$M_{DW} := \left(q_{DW} \cdot x \cdot \frac{(L-x)}{2} \right)^T$$

$$M_{DW} = [0 \ 5.4 \ 25 \ 44.4 \ 58.3 \ 66.6 \ 69.4 \ 66.6 \ 58.3 \ 44.4 \ 25 \ 5.4 \ 0] \text{ tonnef} \cdot m$$

Factor de distribución de momentos en vigas interiores

Factor de distribución de momentos para 1 carril cargado:

$$DFM_1 := 0.060 + \left(\frac{S}{14 \text{ ft}} \right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3} \right)^{0.1} = 0.39$$

Factor de distribución de momentos para 2 carriles cargados:

$$DFM_2 := 0.075 + \left(\frac{S}{9.5 \text{ ft}} \right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3} \right)^{0.1} = 0.571$$

$$DFM := \max(DFM_1, DFM_2) = 0.571$$

Factor de distribución de corte en vigas interiores

Factor de distribución de corte para 1 carril cargado:

$$DFV_1 := 0.36 + \left(\frac{S}{25 \text{ ft}} \right) = 0.6$$

Factor de distribución de corte para 2 o más carriles cargados:

$$DFV_2 := 0.20 + \left(\frac{S}{12 \text{ ft}} \right) - \left(\frac{S}{35 \text{ ft}} \right)^2 = 0.7$$

$$DFV := \max(DFV_1, DFV_2) = 0.728$$

4.2.2. Carril de diseño e incremento por carga dinámica

En los siguientes análisis se deben incluir el corte y momento que se generan por el carril de diseño y el correspondiente incremento por carga dinámica o impacto

$$q_{\text{carril}} := 0.64 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} = 952.4 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Art. 3.6.1.2.4

$$V_{\text{carril}} := q_{\text{carril}} \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$M_{\text{carril}} := \frac{q_{\text{carril}} \cdot x \cdot (L - x)}{2}$$

$$V_{\text{carril}} = \begin{bmatrix} 23.8 \\ 22.9 \\ 19 \\ 14.3 \\ 9.5 \\ 4.8 \\ 0 \\ -4.8 \\ -9.5 \\ -14.3 \\ -19 \\ -22.9 \\ -23.8 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$M_{\text{carril}} = \begin{bmatrix} 0 \\ 23.3 \\ 107.1 \\ 190.5 \\ 250 \\ 285.7 \\ 297.6 \\ 285.7 \\ 250 \\ 190.5 \\ 107.1 \\ 23.3 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

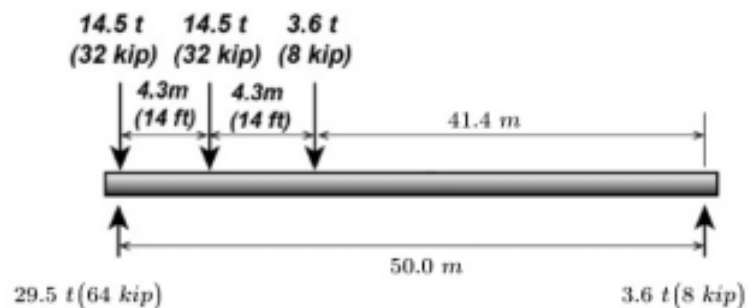
Para cualquier componente que no sean juntas de tablero y para todos los estados límites excepto el de fatiga y rotura:

$$IM := 1.33$$

4.2.3. Corte por carga viva en el tablero

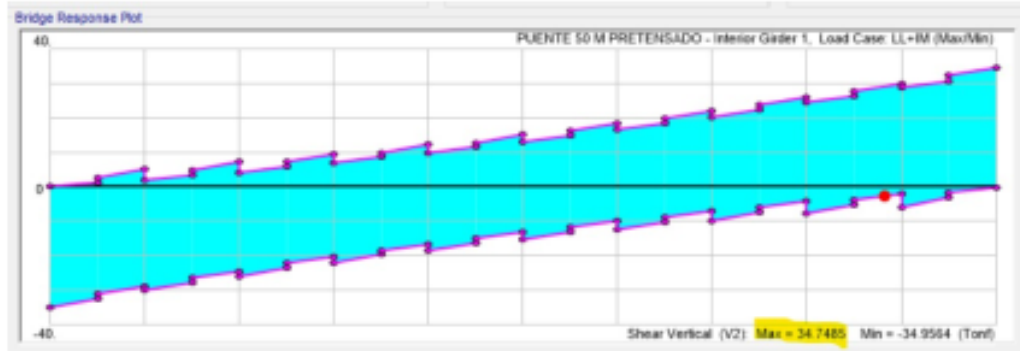
Para saber cual es el corte más desfavorable en cada sección se coloca el camión en la posición más desfavorable para dicha sección, por ejemplo para la sección donde $x = 0 \text{ m}$:

$$x_v := 0 \text{ m}$$



Corte por carga viva para la posición crítica por corte

$$V_{LL} := 34.75 \text{ tonnef}$$



$$V_{carrilcri} := q_{carril} \cdot \left(\frac{L}{2} - x_v \right) = 23.8 \text{ tonnef}$$

$$V_{LLgIM} := (IM \cdot V_{LL} + V_{carrilcri}) = 70.028 \text{ tonnef}$$

Este proceso se repite para todas las secciones a estudiar, encontrándose los siguientes resultados:

$$x = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 5 \\ 10 \\ 15 \\ 20 \\ 25 \\ 30 \\ 35 \\ 40 \\ 45 \\ 49 \\ 50 \end{bmatrix} m \quad V_{LL} := \begin{bmatrix} 30.78 \\ 30.13 \\ 27.52 \\ 24.25 \\ 20.99 \\ 17.72 \\ 14.46 \\ -17.72 \\ -20.99 \\ -24.25 \\ -27.52 \\ -30.13 \\ -30.78 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Teorema de Barre

4.2.4. Momento por carga viva en el tablero

Con un programa de cálculo se pueden analizar y obtener rápidamente el momento máximo para todas las posibles posiciones del camión de diseño, para este diseño se utilizarán métodos aproximados.

Resultante del camión de diseño

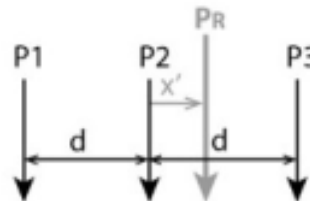
$$P_1 := 8 \text{ kip} = 3.6 \text{ tonnef}$$

$$P_2 := 32 \text{ kip} = 14.5 \text{ tonnef}$$

$$P_3 := 32 \text{ kip} = 14.5 \text{ tonnef}$$

$$d := 14 \text{ ft} = 4.3 \text{ m}$$

$$x' := \frac{|P_1 \cdot d - P_3 \cdot d|}{P_1 + P_2 + P_3} = 1.42 \text{ m}$$



$$x_{crit} := \frac{L}{2} - \frac{x'}{2} = 24.29 \text{ m}$$

Sección crítica a flexión por carga viva

Se obtiene mediante equilibrio estático el momento para dicha posición

Momento máximo por carga viva para la posición crítica

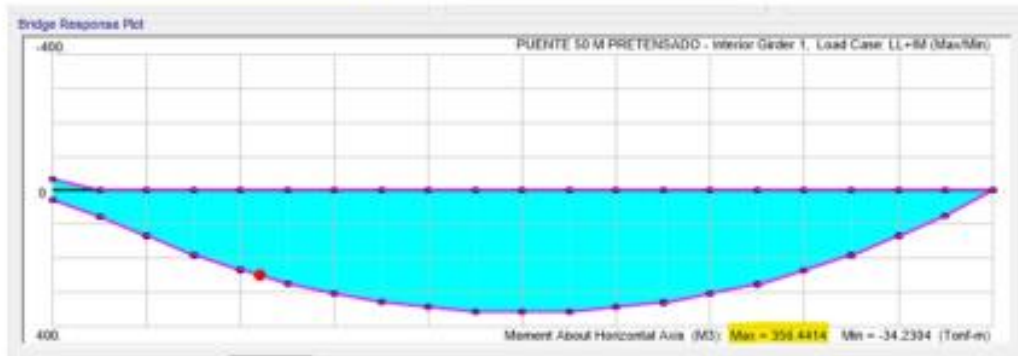
$$M_{carrilcri} := \frac{q_{carril} \cdot x_{crit} \cdot (L - x_{crit})}{2} = 297.39 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

En la sección crítica

$$x_{crit} = 79.7 \text{ ft}$$

$$x_{crit} = 24.3 \text{ m}$$

$$M_{LL} := 356.44 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$



$$M_{LLyIM} := (IM \cdot M_{LL} + M_{carrilcri}) = 771.457 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$x = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 5 \\ 10 \\ 15 \\ 20 \\ 25 \\ 30 \\ 35 \\ 40 \\ 45 \\ 49 \\ 50 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$M_{LL} = \begin{bmatrix} 0 \\ 30.13 \\ 137.60 \\ 242.54 \\ 314.83 \\ 357.58 \\ 369.22 \\ 357.58 \\ 314.83 \\ 242.54 \\ 137.60 \\ 30.13 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Teorema de Barre

4.2.5. Aplicación de los factores de distribución de corte y momento

Para la sección crítica a corte por carga viva:

$$V_{CV} := DFV \cdot V_{LLgIM} = 51 \text{ tonnef}$$

Para la sección crítica a flexión por carga viva:

$$M_{CV} := DFM \cdot M_{LLgIM} = 440.267 \text{ tonnef} \cdot m$$

Siguiendo el mismo procedimiento para todas las secciones y aplicando los factores de distribución:

$$V_{CV} := (DFV \cdot (IM \cdot V_{LL} + V_{carri}))^T$$

$$V_{CV} = [47.2 \quad 45.8 \quad 40.5 \quad 33.9 \quad 27.3 \quad 20.6 \quad 14 \quad -20.6 \quad -27.3 \quad -33.9 \quad -40.5 \quad -45.8 \quad -47.2] \text{ tonnef}$$

$$M_{CV} := (DFM \cdot (IM \cdot M_{LL} + M_{carri}))^T$$

$$M_{CV} = [0 \quad 36.2 \quad 165.6 \quad 292.8 \quad 381.6 \quad 434.5 \quad 450.1 \quad 434.5 \quad 381.6 \quad 292.8 \quad 165.6 \quad 36.2 \quad 0] \text{ tonnef} \cdot m$$

5. Estimación de la fuerza de Pretensado Requerida

5.1 Primer Criterio

Asumiendo que la situación tensional más desfavorable corresponde con el estado límite de servicio III para el cual el máximo esfuerzo a tracción en la sección correspondiente al centro del tramo de la viga. También se asume que la posición de la excentricidad, es aproximadamente de un 5% a un 10% de la altura de la viga para la sección en el centro del tramo, a partir de la fibra extrema inferior.

$$C_p := 0.05 \cdot h_{viga} = 10.5 \text{ cm}$$

$$\text{Tomando: } C_p := 5 \text{ in} = 12.7 \text{ cm}$$

$$e_p := Y_{inf} - C_p = 93.1 \text{ cm}$$

Para la sección de máximo momento (en el centro de la viga)

$$f'_c := f'_c = 421.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo límite de tracción en el concreto para el estado límite de servicio (después de las pérdidas) en componentes totalmente pretensados

$$f_{inf} := 0.19 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{ksi}} = 32.7 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Corrosión moderada} \quad (\text{Art.5.9.4.2.2})$$

$$P := \left(f_{inf} - \frac{M_{DC0,7} + M_{DC0,7}}{I_g} \cdot Y_{inf} - \frac{M_{DC0,7} + M_{DW0,7} + 0.8 \cdot M_{CV0,7}}{I_g} \cdot Y_{inf} \right) \cdot \left(\frac{A \cdot I_g}{I_g + A \cdot e_p \cdot Y_{inf}} \right) = -983.1 \text{ tonnef}$$

Asumiendo que esta es la fuerza de pretensado después de una pérdida del 20% respecto a la fuerza de pretensado inicial, esta última será:

$$P_i := \text{Round}\left(\frac{P}{0.8}, 5 \text{ kip}\right) = -1.205 \cdot 10^7 \text{ N}$$

Conforme a la **Tabla 5.9.3-1**, para tendones de baja relajación, en el estado inmediatamente antes de la transferencia, la tensión en el acero pretensado no debe ser mayor a 0.75 fpu

$$f_{pdt} := 0.75 \cdot f_{pu} = 14237.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{preq} := \text{Round}\left(\frac{|P_i|}{f_{pdt}}, 0.1 \text{ in}^2\right) = 86.5 \text{ cm}^2$$

$$\#barras := \text{Round}\left(\frac{A_{preq}}{A_p}, 1\right) = 62 \qquad \frac{62}{3} = 20.7 \qquad 21 \cdot 3 = 63$$

Por razones constructivas y de simetría se colocarán **54 tendones**

$$\#barras := 54$$

Esta primera estimación sugiere el uso de 54 tendones de 0.6" de diámetro en 2 capas, donde el arreglo debe satisfacer las siguientes condiciones

Según el artículo 5.10.3.1.2 para vigas prefabricadas, la separación entre barras de la misma capa no debe ser menor a:

- Diámetro de la barra, para esta distribución es 0.6 pulg
- 1.33 veces el tamaño máximo agregado grueso, que en este caso es 0.75 pulg
- 1 pulg

La separación entre capas no debe exceder 6 pulg y no debe ser menor a:

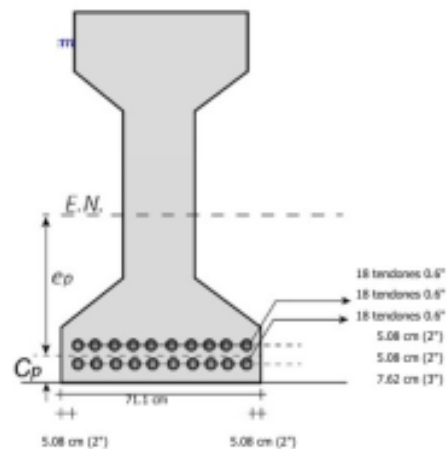
- Diámetro de la barra, para esta distribución es 0.6 pulg
- 1 pulg

El recubrimiento no debe ser menor a 2 pulg, lo que genera la siguiente propuesta:

$$C_p = \frac{(18 \cdot 3 \text{ in}) + (18 \cdot 5 \text{ in}) + (18 \cdot 7 \text{ in})}{\#barras} = 12.7 \text{ cm}$$

$$e_p := Y_{inf} - C_p = 93.1 \text{ cm}$$

$$0.6 \text{ in} = 15.2 \text{ mm}$$



Para controlar la tensión en la transferencia de la fuerza de pretensado en los extremos de la viga, la trayectoria de los tendones será deformada (harped), teniendo una excentricidad variable llegando aproximadamente a la mitad del alma de la viga.

5.2 Segundo Criterio

En el estado inicial o de transferencia

Este criterio se fundamenta en el estudio de las tensiones máximas a compresión y tracción permitidas en el concreto durante el proceso de transferencia. En el estado de transferencia se considera que la fibra superior tiende a estar sometida a tracción, mientras que la fibra inferior se encuentra en compresión. Por tratarse del estado de transferencia, el momento a considerar es únicamente el generado por peso propio, y la sección crítica analizada será la correspondiente al centro de la longitud de la viga.

Esfuerzo admisible a compresión en el concreto inicial

$$f_{admtci} := -0.6 \cdot f'_{ci} = -253.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f'_{ci} = 421.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo admisible a tracción en el concreto inicial

$$f_{admti} := 0.24 \cdot \sqrt{f'_{ci} \cdot \text{ksi}} = 41.3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones propuesto en la metodología se obtiene:

$$P_{ie2} := \frac{A \cdot Y_{sup} \cdot Y_{inf}}{Y_{inf} - Y_{sup}} \cdot \left(\frac{f_{admti}}{Y_{sup}} - \frac{f_{admtci}}{Y_{inf}} \right)$$

$$P_{ie2} = -790.7 \text{ tonnef}$$

$$e_{pe2} := \frac{1}{P_i} \cdot \left(\frac{(f_{admti} - f_{admtci}) \cdot I_g}{Y_{sup} - Y_{inf}} - M_{DC10,7} \right)$$

$$e_{pe2} = 93.7 \text{ cm}$$

Todos los estados límites se chequearan debidamente por la filosofía del diseño a flexión con el acero propuesto, sin embargo cualquiera de estos dos u otros métodos son válidos para conseguir una estimación inicial del acero y excentricidad requeridos. En este diseño se continuará el diseño con el acero propuesto por el primer criterio.

6. Determinación de las Pérdidas del Pretensado

6.1 Pérdidas Instantáneas

6.1.1 Acortamiento elástico

(Art. 5.9.5.2.3)

Recordando que se tiene un arreglo de 54 tendones de 0.6" de diámetro, se tiene la siguiente área de acero pretensado:

$$A_{ps} := \#barras \cdot A_p = 75.6 \text{ cm}^2$$

f_{cgp} : Tensión del concreto en el centro de gravedad de los tendones pretensados, debido a la fuerza de pretensado y el peso propio de la viga

$$f_{cgp} := \frac{\frac{A_{ps} \cdot (0.75 \cdot f_{pu})}{A} \cdot \left(1 + \frac{e_p^2 \cdot A}{I_g}\right) - \frac{M_{DC10.7} \cdot e_p}{I_g}}{1 + \frac{A_{ps}}{A} \cdot \left(\frac{E_p}{E_{ci}}\right) \cdot \left(1 + \frac{e_p^2 \cdot A}{I_g}\right)} = 209.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta f_{pES} := \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp} \quad \Delta f_{pES} = 1268.7 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Por lo que el esfuerzo y la fuerza de pretensado después de la transferencia son, respectivamente:

$$f_{pat} := f_{pti} - \Delta f_{pES} = (1.272 \cdot 10^9) \text{ Pa}$$

$$P_i := f_{pat} \cdot A_{ps} = 980.4 \text{ tonnef}$$

Las pérdidas por fricción no aplican en este ejercicio por tratarse de una viga pretensada y no postensada. (Art. 5.9.5.2.2a)

6.2. Pérdidas a Largo Plazo

Método aproximado: Los estimados de pérdidas de pre-esfuerzo dependientes del tiempo indicadas a continuación aplican únicamente para secciones con tableros compuestos.

Verificando las condiciones para aplicar el Método aproximado:

- Construidas de concreto de peso normal
- El curado del concreto fue efectuado por vía húmeda o mediante vapor
- El acero pretensado se compone de barras o tendones de normal a baja relajación
- Las temperaturas y condiciones de exposición a las que estará expuesta son en promedio regulares

No se tiene suficiente información sobre el curado de la viga, para este diseño se aplicará el método de cálculo de pérdidas refinado, sin embargo se evaluará el método aproximado con el fin de indicar

el ejemplo de cálculo y comparar con el resultado

A continuación se definen varios factores necesarios para el cálculo de pérdida por el método aproximado

Factor de corrección por humedad relativa en el aire

$$\gamma_h := 1.7 - 0.01 \cdot H = 1$$

Factor de corrección por resistencia del concreto en el momento de la transferencia

$$\gamma_{st} := \frac{5}{1 + \frac{f'_{ci}}{ksi}} = 0.71$$

Valor de pérdida por relajación del acero sugerido por AASHTO LRFD para tendones de baja relajación en este método

$$\Delta f_{pR} := 2.4 \text{ ksi} = 168.7 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Finalmente, la pérdida total se aproxima como:

$$\Delta f_{pLT_aprox} := 10 \cdot \frac{f_{pst} \cdot A_{ps}}{A} \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st} + 12 \text{ ksi} \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st} + \Delta f_{pR} \quad \text{Ec. (Art. 5.9.5.3-1)}$$

$$\Delta f_{pLT_aprox} = 1790.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Método refinado: Para la aplicación del método refinado AASHTO LRFD recomienda el uso de la sección transformando las propiedades debido al acero a flexión propuesto para el lapso de transferencia y el lapso final de servicio

Cálculo de propiedades de la sección transformada

En la transferencia

$$n_t := \frac{E_p}{E_{ci}} = 6.1$$

$$A_{pst} := \#barras \cdot A_p \cdot (n_t - 1)$$

$$A_{pst} = 383.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t := A + A_{pst} = 7929.8 \text{ cm}^2$$

$$Y_{infv} := Y_{inf} = 105.8 \text{ cm}$$

$$Y_{infps} := C_p = 12.7 \text{ cm}$$

$$Y_{inf} := \frac{Y_{infv} \cdot A + Y_{infps} \cdot A_{pst}}{A_t} = 101.3 \text{ cm}$$

$$Y_{supt} := Y_{inf} - h_{viga} = -108.7 \text{ cm}$$

En servicio

$$n_s := \frac{E_p}{E_c} = 6.1$$

$$A_{psts} := \#barras \cdot A_p \cdot (n_s - 1)$$

$$A_{psts} = 383.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{ts} := A + A_{psts} = 7929.8 \text{ cm}^2$$

$$Y_{inf} := \frac{Y_{infv} \cdot A + Y_{infps} \cdot A_{psts}}{A_{ts}} = 101.3 \text{ cm}$$

$$Y_{supts} := Y_{inf} - h_{viga} = -108.7 \text{ cm}$$

Aplicando el Teorema de Steiner

$$I_{cm_{viga}} := I_g = 43366000 \text{ cm}^4$$

$$d_{viga} := Y_{inf_{ts}} - Y_{inf_v} = -4.5 \text{ cm}$$

$$d_{viga} := Y_{inf_{ts}} - Y_{inf_v} = -4.5 \text{ cm}$$

$$d_{psts} := Y_{inf_{ts}} - Y_{inf_{ps}} = 88.6 \text{ cm}$$

$$d_{pst} := Y_{inf_{ts}} - Y_{inf_{ps}} = 88.6 \text{ cm}$$

$$I_{gt} := (I_{cm_{viga}} + A \cdot d_{viga}^2) + (A_{pst} \cdot d_{pst}^2)$$

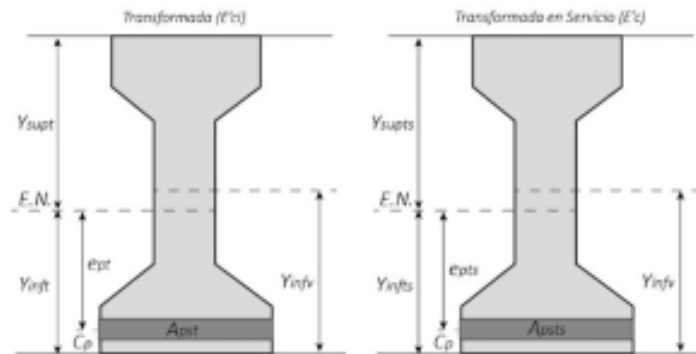
$$I_{gts} := (I_{cm_{viga}} + A \cdot d_{viga}^2) + (A_{psts} \cdot d_{psts}^2)$$

$$I_{gt} = 46526173.027 \text{ cm}^4$$

$$I_{gts} = 46526173.027 \text{ cm}^4$$

$$e_{pt} := Y_{inf_{ts}} - C_p = 88.6 \text{ cm}$$

$$e_{pts} := Y_{inf_{ts}} - C_p = 88.6 \text{ cm}$$



Cálculo de propiedades de la sección transformada compuesta

En servicio

$$A_{cts} := A + A_{psts} + A_{losa} + A_{cart} = 11692.8 \text{ cm}^2$$

$$Y_{inf_{cts}} := \frac{Y_{inf_v} \cdot A + Y_{inf_{ps}} \cdot A_{psts} + A_{losa} \cdot Y_{inf_{losa}} + A_{cart} \cdot Y_{inf_{cart}}}{A_{cts}} = 140.24 \text{ cm}$$

$$Y_{sup_{cts}} := Y_{inf_{cts}} - D = -93.3 \text{ cm}$$

$$Y_{sup_{pts}} := Y_{inf_{cts}} - h_{viga} = -69.8 \text{ cm}$$

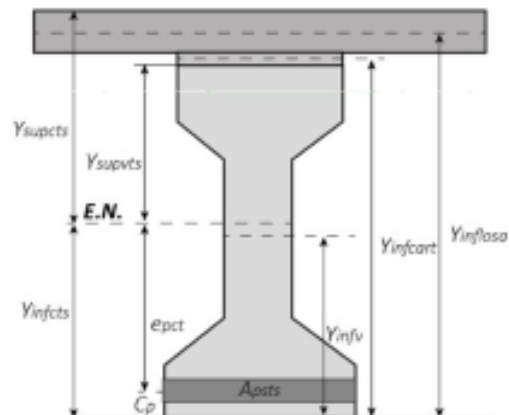
$$d_{viga} := Y_{inf_{cts}} - Y_{inf_v} = 34.5 \text{ cm}$$

$$d_{losa} := Y_{inf_{cts}} - Y_{inf_{losa}} = -82.8 \text{ cm}$$

$$d_{cart} := Y_{inf_{cts}} - Y_{inf_{cart}} = -71 \text{ cm}$$

$$d_{psts} := Y_{inf_{cts}} - C_p = 127.5 \text{ cm}$$

$$e_{pt} := Y_{inf_{cts}} - C_p = 127.5 \text{ cm}$$



$$I_{cls} := (I_{cm_{vigas}} + A \cdot d_{vigas}^2) + (A_{psts} \cdot d_{psts}^2) + (I_{cm_{losa}} + A_{losa} \cdot d_{losa}^2) + (I_{cm_{cart}} + A_{cart} \cdot d_{cart}^2)$$

$$I_{cls} = 84071745.9 \text{ cm}^4$$

6.2.1 Cálculo de pérdidas desde la transferencia hasta la colocación del tablero

6.2.1.1. Retracción

(Art. 5.9.5.4.2a)

A continuación se presenta el cálculo de varios factores asociados a la pérdida por retracción:

Factor del efecto Volumen -Superficie

$$k_s := 1$$

Factor de humedad por retracción

$$k_{hs} := 2 - 0.014 \cdot H = 1.02$$

Factor para el efecto de la resistencia del concreto

$$k_f := \frac{5 \text{ ksi}}{1 \text{ ksi} + f'_{ci}} = 0.714$$

Tiempo desde la transferencia hasta el vaciado de la losa

$$t := t_l - t_i = 89 \text{ day}$$

Factor de tiempo de desarrollo de resistencia desde la transferencia hasta la colocación

$$k_{td} := \frac{t}{61 \text{ day} - \frac{4 \text{ day} \cdot f'_{ci}}{\text{ksi}} + t} = 0.706$$

- Deformación por retracción en el concreto desde la transferencia hasta la colocación

$$\varepsilon_{tsd} := k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot 0.48 \cdot 10^{-3} = 0.0002$$

Factor de humedad por fluencia

$$k_{he} := 1.56 - 0.008 \cdot H = 1$$

Tiempo desde la transferencia hasta tiempo final de servicio

$$t_f := 20000 \text{ day}$$

$$t := t_f - t_i = 19999 \text{ day}$$

Factor de tiempo de desarrollo de resistencia desde la colocación hasta el tiempo final de servicio

$$k_{td} := \frac{t}{61 \text{ day} - \frac{4 \text{ day} \cdot f'_{ci}}{\text{ksi}} + t} = 0.998$$

- Coeficiente de fluencia para un tiempo final de servicio

$$\psi_{btfti} := 1.9 \cdot k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot \left(\frac{t_i}{day} \right)^{-0.118} = 1.355$$

- Coeficiente de la sección transformada que toma en cuenta la interacción entre el concreto y los tendones hasta la colocación

$$K_{td} := \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot \frac{A_{ps}}{A} \cdot \left(1 + \frac{A \cdot e_p^2}{I_g} \right) \cdot (1 + 0.7 \cdot \psi_{btfti})} = 0.771$$

La pérdida por retracción desde la transferencia hasta la colocación es la siguiente:

$$\Delta f_{pSR} := \varepsilon_{bid} \cdot E_p \cdot K_{td} \quad (Ec. 5.9.5.4.2a-12)$$

$$\Delta f_{pSR} = 381.6 \frac{kgf}{cm^2}$$

6.2.1.2. Fluencia

(Art. 5.9.5.4.2b)

Recordando el factor de tiempo de desarrollo de resistencia desde la transferencia hasta la colocación:

$$t := t_t - t_i = 89 \text{ day}$$

$$k_{td} := \frac{t}{61 \text{ day} - \frac{4 \text{ day} \cdot f'_{ci}}{ksi} + t} = 0.706$$

Ahora se calcula:

- Coeficiente de fluencia desde la transferencia hasta la colocación

$$\psi_{btfti} := 1.9 \cdot k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot \left(\frac{t_i}{day} \right)^{-0.118} = 0.959$$

- Tensión del concreto en el centro de gravedad de los tendones pretensados, debido a la fuerza de pretensado y el peso propio de la viga para sección transformada

$$f_{cgr} := \frac{\frac{A_{ps} \cdot (0.75 \cdot f_{pu})}{A_t} \cdot \left(1 + \frac{e_{pt}^2 \cdot A_t}{I_{gt}} \right) - \frac{M_{DC1_{0.7}} \cdot e_{pt}}{I_{gt}}}{1 + \frac{A_{ps}}{A_t} \cdot \left(\frac{E_p}{E_{ci}} \right) \cdot \left(1 + \frac{e_{pt}^2 \cdot A_t}{I_{gt}} \right)} = 188.2 \frac{kgf}{cm^2}$$

Con la siguiente ecuación se obtiene la pérdida por fluencia desde la transferencia hasta la colocación es la siguiente:

$$\Delta f_{PCR} := \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp} \cdot \psi_{btddi} \cdot K_{id} \quad (\text{Ec. 5.9.5.4.2b-1})$$

$$\Delta f_{PCR} = 844.4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

6.2.1.3. Relajación del acero

(Art. 5.9.5.4.2b)

Esta pérdida realmente no se determina, el ingeniero calculista debe estimar en base a su experiencia y conocimiento del material a usar, los factores para la aplicación de AASHTO LRFD

- Porcentaje de esfuerzo asumido mayor que 0.55fpy

$$f_{pt} := 0.75 f_{py} = 12813.4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Factor que toma en cuenta el tipo de acero, tomando como 30% para acero de baja relajación

$$K_L := 30$$

$$\Delta f_{pR1} := \frac{f_{pt}}{K_L} \cdot \left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (\text{Ec. 5.9.5.4.2c-1})$$

$$\Delta f_{pR1} = 85.423 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

La norma también permite asumir, para aceros de baja relajación:

$$\Delta f_{pR1} := 1.2 \text{ ksi} = 84.4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

6.2.2. Desde la colocación del tablero hasta un tiempo final

6.2.2.1. Retracción

(Art. 5.9.5.4.3a)

Tiempo de colocación hasta un tiempo final de servicio

$$t := t_f - t_i = 19910 \text{ day}$$

$$k_{id} := \frac{t}{61 \text{ day} - \frac{4 \text{ day} \cdot f'_{ci}}{\text{ksi}} + t} = 0.998$$

Deformación por retracción en el concreto entre la transferencia hasta un tiempo final de servicio

$$\varepsilon_{bif} := k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{id} \cdot 0.48 \cdot 10^{-3} = 0.00035$$

Deformación por retracción en el concreto entre la colocación hasta un tiempo final de servicio

$$\varepsilon_{bdf} := \varepsilon_{bif} - \varepsilon_{bid} = 0.0001$$

Excentricidad de los tendones en la sección compuesta

$$e_{pc} := Y_{inf c} - C_p = 131.9 \text{ cm}$$

Coefficiente de la sección transformada que toma en cuenta la interacción entre el concreto y los tendones desde la colocación hasta un tiempo final de servicio

$$K_{df} := \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot \frac{A_{ps}}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot e_{pc}^2}{I_c}\right) \cdot (1 + 0.7 \cdot \psi_{bfti})} = 0.78$$

$$\Delta f_{pSD} := \varepsilon_{bdf} \cdot E_p \cdot K_{df} \quad \Delta f_{pSD} = 159.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. 5.9.5.4.3a-1})$$

6.2.2.2. Retracción

(Art. 5.9.5.4.3b)

Variación en la tensión del concreto en el centro de gravedad de los tendones pretensados, debido a las pérdidas a largo plazo, el peso de la losa, y el peso de las cargas super impuestas, para la sección transformada y la compuesta transformada

$$\Delta f_{cd} := - \left((\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pRI}) \cdot \frac{A_{ps}}{A} \right) \cdot \left(1 + \frac{A \cdot e_p^2}{I_g} \right) - \left(\frac{M_{DC2_{0,7}} \cdot e_{ptx}}{I_{gtx}} + \frac{(M_{DC3_{0,7}} + M_{DW_{0,7}}) \cdot e_{pet}}{I_{ctx}} \right)$$

$$\Delta f_{cd} = -121.9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$t_i := 90 \text{ day}$$

Coefficiente de fluencia desde la colocación hasta un tiempo final de servicio

$$\psi_{bftd} := 1.9 \cdot k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot \left(\frac{t_i}{\text{day}} \right)^{-0.118} = 0.797$$

$$\Delta f_{pCD} := \left(\frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp} \cdot (\psi_{bfti} - \psi_{bftd}) \cdot K_{df} \right) + \left(\frac{E_p}{E_c} \cdot \Delta f_{cd} \cdot \psi_{bftd} \cdot K_{df} \right) \quad (\text{Ec. 5.9.5.4.3b-1})$$

$$\Delta f_{pCD} = -107 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

En este caso la fluencia del concreto resulta una ganancia para el pretensado por lo que se tomará igual a cero para que el diseño sea más conservador

$$\Delta f_{pCD} := 0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta f_{pR1} = 8273708.8 \text{ Pa}$$

6.2.2.3. Relajación del acero

(Art. 5.9.5.4.3c)

$$\Delta f_{pR2} := \Delta f_{pR1} = 84.4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. 5.9.5.4.3c-1})$$

6.2.3. Ganancia debido a la retracción de la losa en la sección compuesta
(Art. 5.9.5.4.3c)

Área de la losa de tablero

$$A_d := b \cdot h_{losa} = 4337.7 \text{ cm}^2$$

$$f'_c := 4 \text{ ksi} = 281.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se asume para el tablero:

$$f'_{ci} := 0.75 \cdot f'_c = 210.9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Volumen por unidad de longitud de viga

$$V := b \cdot h_{losa} = 4337.7 \text{ cm}^2$$

Superficie por unidad de longitud de viga

$$S := 2 \cdot (b + h_{losa}) = 455.9 \text{ cm}$$

Factor del Efecto Volumen - Superficie de la losa

$$k_s := \frac{5 \text{ ksi}}{1 \text{ ksi} + f'_{ci}} = 1.25$$

Tiempo inicial para la losa

$$t_i := 1 \text{ day}$$

Tiempo desde la colocación de la losa hasta tiempo final de servicio

$$t_f := t_f - t_i = 19910 \text{ day}$$

Factor de tiempo de desarrollo de resistencia del concreto de la losa

$$k_{td} := \frac{t}{61 \text{ day} - \frac{4 \text{ day} \cdot f'_{ci}}{\text{ksi}} + t} = 0.998$$

Coefficiente de fluencia de la losa desde la colocación hasta un tiempo final de servicio

$$\psi_{btfd} := 1.9 \cdot k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot \left(\frac{t_i}{\text{day}} \right)^{-0.118} = 1.72611$$

Excentricidad del centroíde de la losa hasta el centroíde de la viga compuesta

$$e_d := D - \frac{h_{losa}}{2} - Y_{inf} = 78.5 \text{ cm}$$

Deformación por retracción en el concreto de la losa desde la colocación hasta un tiempo final de servicio

$$\varepsilon_{ad} := k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot 0.48 \cdot 10^{-3} = 0.00044$$

Variación en la tensión del concreto en el centro de gravedad de los tendones pretensados, debido a la retracción de la losa de concreto de la sección compuesta

$$\Delta f_{cd} := \frac{\varepsilon_{ad} \cdot A_d \cdot E_{cd}}{1 + 0.7 \cdot \psi_{bfld}} \cdot \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e_{pc} \cdot e_d}{I_c} \right) = -10.356 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\Delta f_{ps} := \frac{E_p}{E_c} \cdot \Delta f_{cd} \cdot K_{df} \cdot (1 + 0.7 \cdot \psi_{bfld}) = -108.5 \frac{kgf}{cm^2}$$

(Ec. 5.9.5.4.3d-1)

CÁLCULO DE PÉRDIDA TOTAL

$$\Delta f_{pLT} := \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} + \Delta f_{pSS}$$

$$\Delta f_{pLT} = (1.418 \cdot 10^8) \text{ Pa} \quad (\text{Ec. 5.9.5.4.1d-1})$$

Recordando el resultado obtenido por el método aproximado,

$$\Delta f_{pLT_aprox} = 1790.1 \frac{kgf}{cm^2}$$

Se evidencia que el método aproximado resulta un poco conservador, de cualquier manera el diseño continuará con el resultado del método refinado.

$$\Delta f_T := \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad \text{Ec. (5.9.5.1-1)}$$

$$\Delta f_T = 2714.8 \frac{kgf}{cm^2}$$

Porcentaje de pérdida total de pretensado

$$Pd := \frac{\Delta f_T}{f_{pt}} \cdot 100 = 19.068 \quad \%$$

Esfuerzo efectivo en el acero pretensado después de todas las pérdidas

$$f_{pe} := f_{pt} - \Delta f_T = 11522.4 \frac{kgf}{cm^2}$$

Tensión límite en los tendones presforzados en el estado límite de servicio después de todas las pérdidas

$$0.8 \cdot f_{py} = 13667.7 \frac{kgf}{cm^2} \quad \text{Para tendones pretensados de baja relajación} \quad \text{Tabla. (5.9.3-1)}$$

$$Req := \text{if } (f_{pe} < 0.8 \cdot f_{py}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

Fuerza efectiva en el acero pretensado después de todas las pérdidas

$$\bar{P} := -f_{pe} \cdot A_{ps} = -871.1 \text{ tonnef} \quad \frac{871.1}{26} = 33.5$$

7. Diseño por Flexión

7.1. Chequeo de Estado Tensional

7.1.1. Límites tensionales en el estado inicial o de transferencia

A continuación se estudia el estado tensional en la viga pretensada, por lo que:

$$f'_{ci} := 6 \text{ ksi} = 421.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

7.1.1.1 Tracción (Estado inicial -antes de las pérdidas) (Art. 5.9.4.1.2)

En otras áreas que no sean zonas de tracción pre-comprimadas sin acero pre-esforzado adherido al concreto.

$$f_{Tracci1} := \min \left(0.0948 \cdot \sqrt{f'_{ci} \cdot \text{ksi}}, 0.2 \text{ ksi} \right) = 14.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

En zonas con esfuerzo adherido (barras ordinarias o acero para pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no agrietada, donde el refuerzo es proporcionado usando una tensión admisible del acero de $0.5f_y$, que no exceda de 30 klb / pulg²

$$f_{Tracci2} := 0.24 \cdot \sqrt{f'_{ci} \cdot \text{ksi}} = 41.3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

7.1.1.2. Compresión (Art. 5.9.4.1.1)

$$f_{Comp1} := -0.6 \cdot f'_{ci} = -253.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

7.1.2. Límites de tensión para el estado final (Condiciones de servicio I y III)

7.1.2.1. Compresión (Art. 5.9.4.2.1)

Antes de calcular los límites es necesario determinar el factor de esbeltez ϕ_w

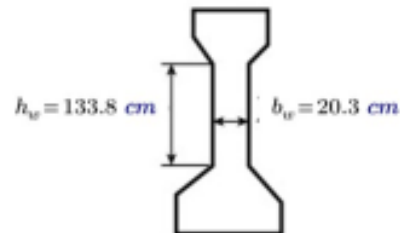
$$h_w := 1338 \text{ mm}$$

$$b_w := 203 \text{ mm}$$

$$\frac{h_w}{b_w} = 6.6$$

$$\text{si } \left(\frac{h_w}{b_w} < 15 \right)$$

Entonces: $\phi_w := 1$



Combinación 1: Ps + Perm + (LL+IM)

Para la viga pretensada:

$$f'_c := 6 \text{ ksi} = 421.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{Comp1} := -0.6 \cdot \phi_w \cdot f'_c = -253.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Para la losa de tablero:

$$f'_c := 4 \text{ ksi} = 281.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{Comp1} := -0.6 \cdot \phi_w \cdot f'_c = -168.7 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Combinación 2: Ps + Perm

Para la viga pretensada:

$$f'_c := 6 \text{ ksi} = 421.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{Comp2} := -0.45 \cdot \phi_w \cdot f'_c = -189.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Para la losa de tablero:

$$f'_c := 4 \text{ ksi} = 281.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{Comp2} := -0.45 \cdot \phi_w \cdot f'_c = -126.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

7.1.2.2. Tracción

(Art.5.9.4.2.2)

PS + Perm +0.8(LL + IM)

$$f'_c := 6 \text{ ksi} = 421.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Considerando corrosión moderada:

$$f_{TraccIII} := 0.19 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{ksi}} = 32.72 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

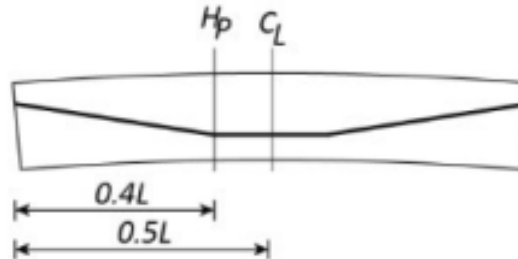
7.1.3. Cálculo de tensiones en el estado inicial o de transferencia

Se toma la fuerza antes de cualquier pérdida, para considerar el efecto debido al pretensado es su máxima expresión:

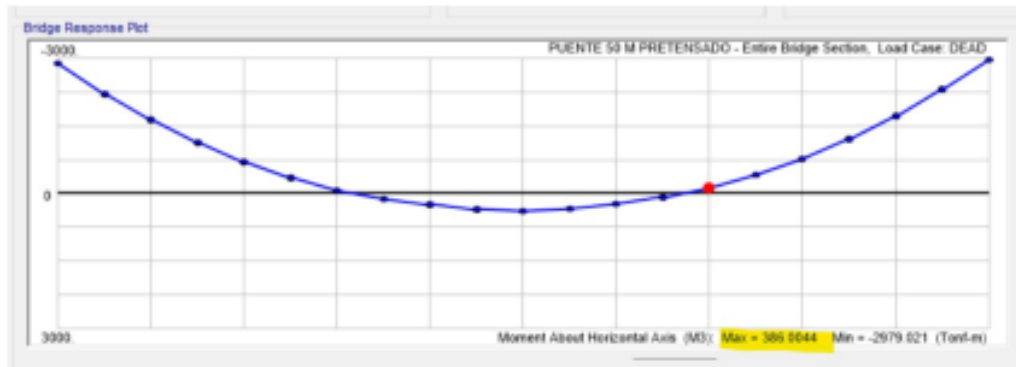
$$P_i := -0.75 \cdot f_{pu} \cdot A_{pu} = -1076.3 \text{ tonnef}$$

7.1.3.1. Fibra superior en tracción

En este caso, como se utilizan tendones arqueados (harped strands), el punto más desfavorable por lo general se encuentra a $0.4L$ desde el extremo (harped point). Esto sucede porque en este punto existe el mismo momento debido al pretensado que en la mitad de la viga, solo que está menos contrarrestado por el peso propio de la misma. A medida que se producen las pérdidas dependientes del tiempo, las tensiones en esta ubicación se vuelven menos críticas.



Las propiedades de la sección transformada en combinación con la fuerza de pretensado inicial debe ser utilizado.



- Para el punto 0.5L

$$M_{DC1_{0.5}} := 386.004 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$f_{sup} := \frac{P_i}{A_t} + \frac{P_i \cdot e_p}{I_{gt}} \cdot Y_{supt} + \frac{M_{DC1_{0.5}}}{I_{gt}} \cdot Y_{supt} = 8.181 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_{Tracci1} = 14.061 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Req.Norma := \text{if}(f_{sup} < f_{Tracci1}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

7.1.3.2. Fibra inferior en compresión

- Para el punto 0.5L

$$f_{inf} := \frac{P_i}{A_t} + \frac{P_i \cdot e_p}{I_{gt}} \cdot Y_{inft} + \frac{M_{DC1_{0.5}}}{I_{gt}} \cdot Y_{inft} = -269.82 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_{Compi} = -253.1 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Req.Norma := \text{if}(|f_{inf}| < |f_{Compi}|, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"No Cumple"}$$

En este caso, por un margen de diferencia muy pequeño no se cumple con el límite de tensión permitido, dependiendo del criterio y experiencia del calculista se toma una solución o aceptación.

- Para el punto 0.5L

$$f_{inf} = \frac{P_i}{A_t} + \frac{P_i \cdot e_p}{I_{gt}} \cdot Y_{inf} + \frac{M_{DC1_{0,6}}}{I_{gt}} \cdot Y_{inf} = -230.49 \frac{kgf}{cm^2}$$

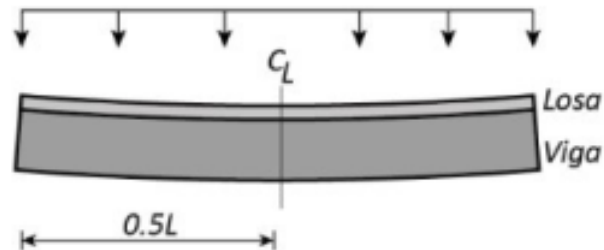
$$f_{Comp1} = -253.1 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Req.Norma := \text{if} (|f_{inf}| < |f_{Comp1}|, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

7.1.4. Cálculo de tensiones en el estado final (Condiciones de servicio I y III)

Recordando la fuerza de pretensado después de todas las pérdidas:

$$P = -871.1 \text{ tonnef}$$



Con la información de la sección transformada en servicio y sección compuesta transformada en servicio:

7.1.4.1 Fibra superior en compresión

Combinación 1: PS + Perm + (LL + IM)

(VIGA PREFABRICADA)

$$f_{sup} = \frac{P}{A_{ts}} + \frac{P \cdot e_{pts}}{I_{gts}} \cdot Y_{sup} + \frac{M_{DC1_{0,6}} + M_{DC2_{0,6}}}{I_{gts}} \cdot Y_{sup} + \frac{M_{DC3_{0,6}} + M_{DW_{0,6}} + M_{CV_{0,6}}}{I_{cts}} \cdot Y_{sup}$$

$$f_{sup} = -194.8 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_{Comp1} = -253.1 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Req.Norma := \text{if} (|f_{sup}| < |f_{Comp1}|, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Combinación 1: PS + Perm + (LL + IM)

(LOSA VACIADA EN SITIO)

$$Y_{supcts} = -93.3 \text{ cm}$$

$$f_{sup} := \frac{M_{DC3_{0,6}} + M_{DW_{0,6}} + M_{CV_{0,6}}}{I_{cts}} \cdot Y_{supcts} = -69.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{Compct1} = -168.7 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Req.Norma := \text{if } (|f_{sup}| < |f_{Compct1}|, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Combinación 2: PS + Perm

(VIGA PREFABRICADA)

$$f_{sup} := \frac{P}{A_{ts}} + \frac{P \cdot e_{pts}}{I_{gts}} \cdot Y_{suppts} + \frac{M_{DC1_{0,6}} + M_{DC2_{0,6}}}{I_{gts}} \cdot Y_{suppts} + \frac{M_{DC3_{0,6}} + M_{DW_{0,6}}}{I_{cts}} \cdot Y_{suppts}$$

$$f_{sup} = -162.4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{Compct2} = -189.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Req.Norma := \text{if } (|f_{sup}| < |f_{Compct2}|, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Combinación 1: PS + Perm + (LL + IM)

(LOSA VACIADA EN SITIO)

$$f_{sup} := \frac{M_{DC3_{0,6}} + M_{DW_{0,6}}}{I_{cts}} \cdot Y_{supcts} = -19.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{Compct2} = -126.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Req.Norma := \text{if } (|f_{sup}| < |f_{Compct2}|, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

7.1.4.2 Fibra inferior en tracción

PS + Perm + 0.8(LL + IM)

$$f_{inf} := \frac{P}{A_{ts}} + \frac{P \cdot e_{pts}}{I_{gts}} \cdot Y_{infpts} + \frac{M_{DC1_{0,7}} + M_{DC2_{0,7}}}{I_{gts}} \cdot Y_{infpts} + \frac{M_{DC3_{0,7}} + M_{DW_{0,7}} + 0.8 \cdot M_{CV_{0,7}}}{I_{cts}} \cdot Y_{infcts}$$

$$f_{sup} = -19.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{TraccIII} = 32.7 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Req.Norma := \text{if} (|f_{sup}| < |f_{CompI}|, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

7.2. Diseño por Estado Límite de Resistencia

Se diseña el elemento para que tenga la capacidad última deseada. Donde el acero y el concreto trabajan como un solo cuerpo en el cual, el acero (en este caso pretensado), resiste la tracción y el concreto la compresión que se generan en el elemento debido a la flexión que provocan las cargas externas actuantes.

7.2.1. Fuerza de pretensado para la resistencia nominal a flexión (Art.5.7.3.1)

Buscando la profundidad del eje neutro:

Asumiendo que se comporta como sección rectangular, es decir, que la altura a compresión esta dentro de la losa de tablero, se usará la f'_c de la losa de tablero, por lo que:

$$f'_c := 4 \text{ ksi} = 281.2 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\beta_1 := \text{if} \left(f'_c \leq 4 \cdot \text{ksi}, 0.85, \max \left(0.85 - \frac{(f'_c - 4 \cdot \text{ksi})}{\text{ksi}} \cdot 0.050, 0.65 \right) \right) = 0.85$$

Para la región positiva no se considera acero a compresión ni acero dulce de refuerzo, por lo que:

$$A'_s := 0 \text{ cm}^2$$

$$f'_s := 0 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

$$d'_s := 0 \cdot \text{cm}$$

$$A_s := 0 \text{ cm}^2$$

$$f_s := 0 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

$$d_s := 0 \text{ cm}$$

$$d_p := D - C_p = 220.8 \text{ cm}$$

$$k := 2 \cdot \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 0.28$$

Componentes con tendones adheridos

$$c_{sm} := \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_s - A'_s \cdot f'_s}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} = 32.71 \text{ cm}$$

Distancia desde el E.N. a la fibra extrema a compresión en la sección media

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c_{sm}}{d_p} \right)$$

$$f_{ps} = 181955.6 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$f_{psmin} := 0.5 \cdot f_{ps} = 94914.4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Req.Norma := if ($|f_{ps}| > |f_{psmin}|$, "Cumple", "No Cumple ") = "Cumple"

7.2.2. Resistencia a flexión para Momento último actuante (Estado límite de Resistencia I)

$$a := \beta_1 \cdot c_{sm} = 27.8 \text{ cm} \quad \text{Altura del bloque rectangular equivalente en la sección media}$$

Como c es menor al espesor de la losa del tablero, se verifica la condición asumida.

$$h_f := 0 \text{ cm}$$

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

$$M_n = 2846 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad (\text{Art. 5.7.3.2})$$

$$\phi := 1 \quad (\text{Para miembros pretensados}) \quad (\text{Art. 5.5..2.1})$$

Por lo que el momento total resistente sería:

$$M_R := \phi \cdot M_n$$

$$M_R = 2846 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

El momento último sería:

$$M_u := 1.25 \cdot (M_{DC1_{0,7}} + M_{DC2_{0,7}} + M_{DC3_{0,7}}) + 1.15 \cdot M_{DW_{0,7}} + 1.75 \cdot M_{CV_{0,7}}$$

$$M_u = 2061 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Req.Norma := if ($|M_u| < |M_R|$, "Cumple", "No Cumple ") = "Cumple"

7.2.3. Chequeo de cumplimiento con refuerzo mínimo

Momento por control de agrietamiento en el centro de la luz (Art. 5.7.3.3.2)

$$\gamma_1 := 1.6 \quad \text{Para estructuras que no sean de construcción segmental}$$

$$\gamma_2 := 1.1 \quad \text{Para tendones adheridos}$$

$$\gamma_3 := 1 \quad \text{Para estructuras de concreto pretensado}$$

$$S_c := \frac{I_c}{Y_{infc}} = 536976.196 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo de sección de la sección compuesta}$$

$$S_{nc} := \frac{I_g}{Y_{inf}} = 409936.9 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo de sección de la sección no compuesta}$$

$$f'_c := 6 \text{ ksi} = 421.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Art. 5.4.2.6})$$

Cálculo de momento de agrietamiento

$$f_r := 0.24 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{ksi}} = 41.3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{cpe} := \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e_p}{I_g} \cdot Y_{inf} = -313.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{duc} := M_{DC1_{0,7}} + M_{DC2_{0,7}} = 876.2 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \left((\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot |f_{cpe}|) \cdot S_c - M_{duc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right) = 1933.8 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

AASHTO LRFD especifica que el momento resistente utilizado debe satisfacer

$$M_r := \min(1.33 \cdot M_u, M_{cr}) = 1933.8 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_u = 2846 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

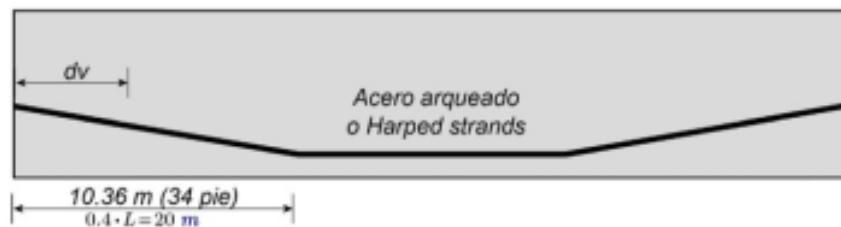
$$\text{Req.Normal} := \text{if}(|\phi \cdot M_u| > |M_r|, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

El diseño propuesto previamente satisface todos los requisitos normativos y filosofías de diseño a flexión

8. DISEÑO POR CORTE

8.1 UBICACIÓN DE LA SECCIÓN CRÍTICA

Como se ha propuesto, es conveniente disminuir la excentricidad del acero pretensado en dirección desde el centro hasta hacia los extremos, existen varios métodos para lograr este efecto, en este caso se utiliza el acero requerido (harped strands) y debido a esa configuración del acero pretensado (ver siguiente figura), se debe asumir una sección crítica para determinar la excentricidad. Asumiendo d_v inicial de 3.5 pie (Aprox. 90 % D):



La profundidad efectiva a corte en la sección crítica asumida inicialmente:

$$d_{vi} := 0.9 \cdot h_{viga} = 1.9 \text{ m}$$

Posición del baricentro más baja

$$C_{pmin} := C_p = 12.7 \text{ cm}$$

Posición del baricentro más alta

$$C_{pmax} := 10.44 \text{ in} = 26.5 \text{ cm}$$

Posición del baricentro en la sección crítica a corte asumida inicialmente

$$C_{pdr} := C_{pmax} - \left(\frac{d_{vi}}{0.4 \cdot L} (C_{pmax} - C_{pmin}) \right) = 25.2 \text{ cm}$$

Determinando la altura del bloque rectangular equivalente para la sección crítica a corte asumida inicialmente:

$$d_p := D - C_{pdr} = 208.3 \text{ cm}$$

Asumiendo que se encuentra dentro de la losa

$$f'_c := 4 \text{ ksi} = 281.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$c_{sc} := \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_s - A'_s \cdot f'_s}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} = 32.6 \text{ cm}$$

Prof. del E.N. en la sección crítica

Altura del bloque rectangular equivalente en la sección crítica

$$\alpha := \beta_1 \cdot c_{sc} = 27.7 \text{ cm}$$

Altura efectiva en la sección crítica a corte asumida inicialmente

$$d_e := d_p = 208.3 \text{ cm}$$

Altura del tablero

$$h := D = 233.5 \text{ cm}$$

$$d_v := \max \left(d_e - \frac{a}{2}, 0.9 \cdot d_e, 0.72 \cdot h \right) = 194.4 \text{ cm}$$

d_v es aproximadamente igual a la asumida

8.2. RESISTENCIA AL CORTE DEL CONCRETO PRE-ESFORZADO

Para la sección crítica a corte:

$$x_1 = 1 \text{ m}$$

$$V_u := 1.25 \cdot (V_{DC1_{0,1}} + V_{DC2_{0,1}} + V_{DC3_{0,1}}) + 1.5 \cdot (V_{DW_{0,1}}) + 1.75 \cdot (V_{CV_{0,1}}) = 186.15 \text{ tonnef}$$

$$M_u := 1.25 \cdot (M_{DC1_{0,1}} + M_{DC2_{0,1}} + M_{DC3_{0,1}}) + 1.5 \cdot (M_{DW_{0,1}}) + 1.75 \cdot (M_{CV_{0,1}}) = 171.474 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Carga axial externa

$$N_u := 0 \text{ tonnef}$$

Componente resistente al corte del acero a flexión pretensado

$$V_p := |P| \cdot \sin \left(\arcsin \left(\frac{C_{pmax} - C_{pmin}}{0.4 L} \right) \right) = 6 \text{ tonnef}$$

$$|V_u - V_p| \cdot d_v = 350.1 \text{ tonnef} \cdot m$$

Las siguientes ecuaciones son válidas siempre y cuando $M_u > |V_u - V_p| \cdot d_v$ (Art. 5.8.3.4.2)

$$M_u := \max (M_u, |V_u - V_p| \cdot d_v) = 350.1 \text{ tonnef} \cdot m$$

El siguiente es un parámetro asociado a los esfuerzos relativos entre el concreto y los tendones, asumido $0.70 \cdot f_{pu}$ para miembros pretensados

$$f_{po} := 0.70 \cdot f_{pu} = 13288 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\varepsilon_s := \max \left(\frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po} \right)}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}, 0 \right) = 0$$

Como la viga es un elemento que debe cumplir con acero mínimo:

$$\beta := \frac{4.8}{(1 + 750 \cdot \varepsilon_s)} = 4.8$$

$$\theta := 29 \text{ deg} + (3500 \text{ deg} \cdot \varepsilon_s) = 29 \text{ deg}$$

Y debido a que el ancho a corte más desfavorable es el alma

$$b_v := b_u$$

$$f'_c := 6 \text{ ksi} = 421.8 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$V_c := 0.0316 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{ksi} \cdot b_v \cdot d_v = 103.1 \text{ tonnef}$$

Chequeo de la grieta de corte

Para miembros con refuerzo longitudinal concentrado, $s_x = d_v$

$$s_x := d_v = 194.4 \text{ cm}$$

$$s_{xc} := s_x \cdot \left(\frac{1.38 \text{ in}}{a_g + 0.63 \text{ in}} \right) = 194.4 \text{ cm} \quad s_{xc} = 76.5 \text{ in}$$

$$\text{Chequeo} := \text{if} (12 \text{ in} < s_{xc} < 80 \text{ in}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

8.3. ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL

8.3. Requerimiento mínimo

$$\frac{A_v}{s} \geq 0.0316 \cdot \sqrt{f'_c \cdot ksi} \cdot \frac{b_v}{f_y} \quad (\text{Art. 5.8.2.5})$$

$$Req.Min := 0.0316 \cdot \sqrt{f'_c \cdot ksi} \cdot \frac{b_v}{f_y} = 2.63 \frac{cm^2}{m}$$

8.3.2. Requerimiento de la sección

Se verifica si la sección requiere acero transversal

$$\phi := 0.9$$

$$Req.A_v := \text{if} (V_u \geq 0.5 \cdot (V_c + V_p), \text{"Si requiere"}, \text{"No requiere"}) = \text{"Si requiere"}$$

$$\alpha := 90 \text{ deg}$$

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p \right)}{f_y \cdot d_v \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)}$$

$$Req. := \frac{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p \right)}{f_y \cdot d_v \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)} = 6.636 \frac{cm^2}{m}$$

8.3.3. Espaciamiento máximo

$$v_u := \frac{|V_u - \phi \cdot V_p|}{\phi \cdot b_v \cdot d_v} = 50.9 \frac{kgf}{cm^2} \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$0.125 \cdot f'_c = 52.7 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$s_{max} := \text{if} (v_u < 0.125 \cdot f'_c, \min(0.8 \cdot d_v, 24 \text{ in}), \min(0.4 \cdot d_v, 12 \text{ in})) = 61 \text{ cm} \quad (\text{Art. 5.8.2.7})$$

8.3.4. Diseño del refuerzo transversal

Se proponen dos formas de diseñar el acero transversal:

1) Estableciendo la separación máxima:

$$s := s_{max} = 61 \text{ cm}$$

$$A_v := \max(Req.Min \cdot s_{max}, Req. \cdot s_{max}) = 4 \text{ cm}^2$$

Con esta cantidad de acero requerido cada 61 cm (24plg), se propone un diámetro que los satisfaga

2) Estableciendo la cantidad de acero: estribos 12 mm (2 ramas)

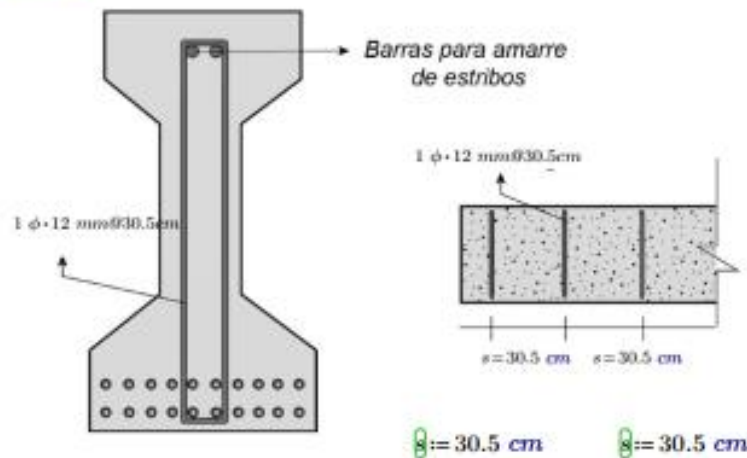
$$A_v := 2 \cdot 1.13 \text{ cm}^2 = 2.3 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_v}{Req.} = 0.3 \text{ m}$$

$$s := \min \left(\frac{A_v}{Req.Min}, \frac{A_v}{Req.}, s_{max} \right) = 34.1 \text{ cm}$$

Dependiendo de la disponibilidad y facilidad constructiva, se puede diseñar a partir de la separación máxima o por la definición del área de acero del estribo que se desee usar, en este caso se propone la siguiente separación:

$$s := 12 \text{ in} = 30.5 \text{ cm}$$



$$s := 30.5 \text{ cm}$$

$$s := 30.5 \text{ cm}$$

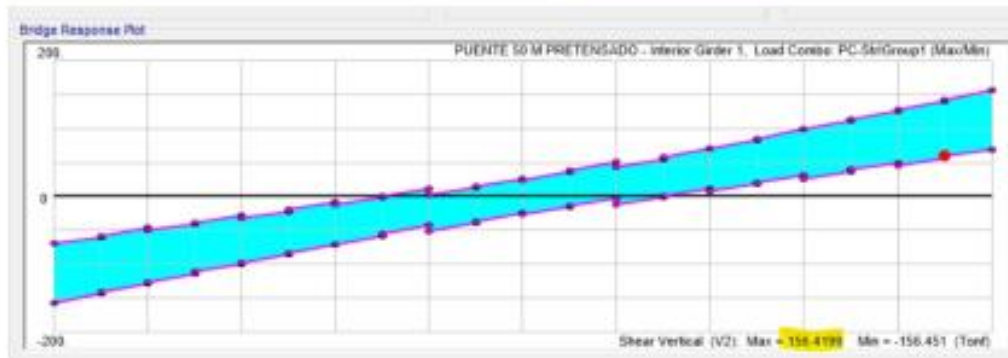
8.4. RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)}{s} = 109.1 \text{ tonnef}$$

$$V_n := \min \{ V_c + V_s + V_p, 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p \} = 218.2 \text{ tonnef}$$

$$V_r := \phi \cdot V_n = 196.4 \text{ tonnef}$$

$$V_u := 156.42 \text{ tonnef}$$



$$V_u = 156.42 \text{ tonnef}$$

$$Estado := \text{if} (V_u < V_r, \text{"Resiste el corte"}, \text{"No resiste el corte"}) = \text{"Resiste el corte"}$$

8.5. DISEÑO POR DESGARRE EN LA ZONA DE ANCLAJE

La resistencia al desgarre en la zona de anclaje es de suma importancia en secciones relativamente delgadas de elementos de concreto pre-esforzado que sean altas o anchas, tales como las almas de vigas I y almas o alas de sección cajón.

Para este chequeo, la tensión en el acero no debe exceder 20ksi según AASHTO LRFD

$$\bar{f}_t := 20 \text{ ksi} = 1406.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Art.5.10.10})$$

La fuerza resistente no debe ser menor al 4% de la fuerza de presfuerzo total durante la transferencia.

Por lo que se parte del esfuerzo máximo permitido de estiramiento para obtener la fuerza total con el P_t área de acero de presfuerzo conocida.

$$P_t := 0.75 \cdot f_{pu} \cdot A_{pu} = 1076.3 \text{ tonnef}$$

Por lo que el requerimiento de fuerza resistente al desgarre sería:

$$P_r := 0.04 \cdot P_t = 43.1 \text{ tonnef}$$

Para miembros de sección I pretensados, el acero proporcionado por desgarre, se toma como el área A_{sd} total vertical de acero de refuerzo vertical localizado en una distancia de $h/4$ desde el extremo de la viga, siendo h la altura de la viga.

$$A_{sd} := \frac{P_r}{f_s} = 30.6 \text{ cm}^2$$

Usando estribos de barras 12 mm

$$A_v := 3 \cdot 1.54 \text{ cm}^2 = 4.6 \text{ cm}^2 \quad 4 \cdot 2.3 = 9.2$$

$$\frac{A_{sd}}{A_v} = 6.6$$

Con 4 Estribos repartidos uniformemente en una distancia de $D/4$

$$\frac{D}{4} = 58.4 \text{ cm} \quad \frac{D}{4} = 23 \text{ in} \quad \frac{57.6}{8} = 7.2$$

Colocando 4 estribos 12 mm cada 7.62 cm (3 pulg) en los primeros 34.29 cm (13.5 pulg) se puede decir que cumple este requerimiento

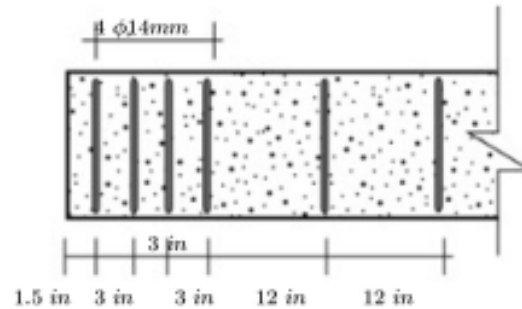
Determinando el acero requerido por este chequeo por unidad de longitud

$$A_{sdReq} := \frac{A_{sd}}{\frac{D}{4}} = 0.525 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Se comprueba que es menor al acero por unidad de longitud de la propuesta realizada

$$A_{sdProp} := \frac{A_v}{3 \text{ in}} = 0.606 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

El esquema del acero transversal colocado hasta este punto sería el de la siguiente figura



8.6. CHEQUEO DE REFUERZO LONGITUDINAL PROPORCIONADO

En cada sección la capacidad a tracción del acero de refuerzo longitudinal en el lado de tracción por flexión del miembro debe satisfacer:

$$A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_y \geq \frac{|M_u|}{d_v \cdot \phi_f} + \frac{0.5 \cdot N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 V_s \right) \cdot \cot(\theta) \quad (\text{Art. 5.8.3.5})$$

Para la sección media:

$$M_u := 1.25 \cdot (M_{DC1_{0,6}} + M_{DC2_{0,6}} + M_{DC3_{0,6}}) + 1.5 \cdot (M_{DW_{0,6}}) + 1.75 \cdot (M_{CV_{0,6}}) = 2167.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$V_u := 1.25 \cdot (V_{DC1_{0,6}} + V_{DC2_{0,6}} + V_{DC3_{0,6}}) + 1.5 \cdot (V_{DW_{0,6}}) + 1.75 \cdot (V_{CV_{0,6}}) = 24.5 \text{ tonnef}$$

Factores de minoración de resistencia

$$\phi_c := 1$$

$$\phi_f := 1$$

$$\phi_v := 0.9$$

Carga axial externa

$$N_u := 0 \text{ tonnef}$$

Componente resistente al corte del acero a flexión pretensado

$$V_p := 0 \text{ tonnef}$$

Para calcular d_v :

Distancia desde la fibra más comprimida hasta el centroíde del acero a flexión, en este caso como solo existe acero a flexión pretensado, coincide con dp de la sección media

$$d_v := D - C_{pmin} = 2.208 \text{ m}$$

Profundidad efectiva a corte en la sección media:

$$d_e := \max \left(d_e - \frac{a}{2}, 0.9 \cdot d_e, 0.72 \cdot h \right) = 206.9 \text{ cm}$$

Para calcular θ :

$$\varepsilon_s := \max \left(\frac{\left(\frac{|M_u|}{d_e} + 0.5 \cdot N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} \cdot f_{ps} \right)}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}, 0 \right) = 0.000445$$

$$\theta := 29 \text{ deg} + (3500 \text{ deg} \cdot \varepsilon_s) = 30.6 \text{ deg}$$

Componente resistente al corte del acero transversal

$$V_s := \frac{A_s \cdot f_y \cdot d_e \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)}{s}$$

$$V_s = 222.9 \text{ tonnef}$$

$$Demanda := \frac{|M_u|}{d_e \cdot \phi_f} + \frac{0.5 \cdot N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 \cdot V_s \right) \cdot \cot(\theta) = 904.76 \text{ tonnef}$$

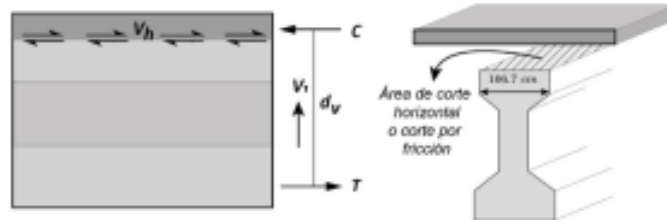
$$Capacidad := A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_y = 1375.6 \text{ tonnef}$$

$$\frac{Demanda}{Capacidad} = 0.658$$

$$Ratio := \text{if} \left(\frac{Demanda}{Capacidad} < 1, \text{"Ok"}, \text{"No ok"} \right) = \text{"Ok"}$$

8.7. CHEQUEO DE CORTE HORIZONTAL

El desplazamiento por corte a lo largo de la interfaz entre planos puede ser resistido por cohesión, trabazón del agregado, y corte por fricción desarrollado por la fuerza en el refuerzo que atraviesa el plano de la interfaz.



8.7.1. Corte horizontal actuante

Para la sección central, $x=0.5L$:

$$V_u := 1.25 \cdot (V_{DC1_{0,6}} + V_{DC2_{0,6}} + V_{DC3_{0,6}}) + 1.5 \cdot (V_{DW_{0,6}}) + 1.75 \cdot (V_{CV_{0,6}}) = 24.5 \text{ tonnef}$$

$d_v = 206.9 \text{ cm}$ Debe ser calculado para cada sección de estudio, ya que depende del centro de gravedad del acero pretensado.

$$V_1 := V_u = 24.51 \text{ tonnef}$$

Por lo que el corte por fricción entre la losa y la viga por longitud unitaria será:

$$V_h := \frac{V_1}{d_v} = 0.12 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}} \quad (\text{C5.8.4.2-7})$$

8.7.2. Refuerzo por corte horizontal mínimo o corte por fricción

(Art. 5.8.4.4)

Antes se debe chequear si se puede omitir el requerimiento de acero mínimo

$$b_{ei} := 106.7 \text{ cm} = 42 \text{ in}$$

El esfuerzo cortante en la interfaz es:

$$v_{ei} := \frac{V_u}{b_{ei} \cdot d_v} = 1.11 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad v_{ei} = 0 \text{ ksi}$$

$$Req_i := \text{if}(v_{ei} < 0.21 \text{ ksi}, \text{"No quiere"}, \text{"Si quiere"}) = \text{"No quiere"} \quad (\text{Art. 5.8.4.2-1})$$

El requerimiento del acero de refuerzo mínimo por corte horizontal puede ser omitido si el esfuerzo cortante en la interfaz es menor a 0.21 ksi y el acero transversal mínimo específico en el artículo 5.8.2.5 (calculado para la sección de estudio) es extendido a través de la interfaz, prolongado hasta la losa y anclado adecuadamente en la misma, Para el caso de la sección central se deberá prolongar el acero transversal.

Para la sección crítica por corte:

$$x_1 = 1 \text{ m}$$

$$V_u := 1.25 \cdot (V_{DC1_{0,1}} + V_{DC2_{0,1}} + V_{DC3_{0,1}}) + 1.5 \cdot (V_{DW_{0,1}}) + 1.75 \cdot (V_{CV_{0,1}}) = 186.15 \text{ tonnef}$$

$$d_v := 104.62 \text{ cm}$$

$$V_1 := V_u = 186.1 \text{ tonnef}$$

$$V_{ui} := \frac{V_1}{d_v} = 1.78 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}}$$

El esfuerzo cortante en la interfaz es:

$$v_{ei} := \frac{V_u}{b_{ei} \cdot d_v} = 16.675 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad v_{ei} = 0.237 \text{ ksi}$$

$$Req_i := \text{if}(v_{ei} < 0.21 \text{ ksi}, \text{"No quiere"}, \text{"Si quiere"}) = \text{"Si quiere"}$$

Se determina el acero mínimo requerido en la interfaz por unidad de longitud:

$$A_{cv} := b_{vi} = 42 \text{ in}$$

$$b_{vi} = 106.7 \text{ cm}$$

$$A_{vf} \geq 0.05 \cdot \frac{A_{cv}}{f_y}$$

$$A_{vfmin1} := 0.05 \text{ ksi} \cdot \frac{A_{cv}}{f_y} = 0.089 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

El esfuerzo mínimo para el corte por fricción no necesita exceder:

$$V_{ni} > \frac{1.33 \cdot (v_{vi} \cdot b_{vi})}{\phi} \quad \phi := 0.9$$

Acero de estribos proporcionados 14mm (3 ramas)

$$A_v = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$3 \cdot 1.54 = 4.6$$

En los extremos de la viga el acero de refuerzo por corte proporcionado posee una separación:

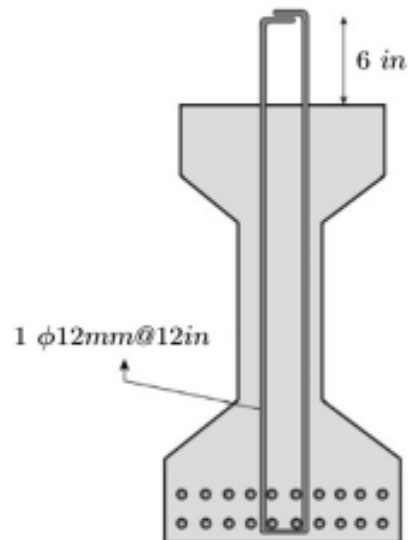
$$s_f := 12 \text{ in} = 30.5 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se propone extender la totalidad del acero transversal requerido en el extremo de la viga, resultando el acero proporcionado por corte horizontal en la interfaz:

$$A_{vf} := \frac{A_v}{s_f} = 0.152 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$A_{vfmin1} = 0.089 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\text{Req} := \text{if}(A_{vf} > A_{vfmin1}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$



8.7.3. Resistencia al corte por fricción

Seguidamente se verifica que el acero proporcionado resista la fuerza actuante en la interfaz, para lo cual se define el tipo de superficie: Para una losa de concreto vaciado en sitio sobre las superficies de vigas de concreto limpio, libre de lechada con superficie rugosa para una amplitud de 0.25 pulg (0.635 cm) y $P_c=0$ tonnef:

$$c := 0.25 \text{ ksi} = 17.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$K_1 := 0.3$$

$$K_2 := 1.8 \text{ ksi} = 126.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\mu := 1$$

$$P_c := 0 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}} \quad f'_c = 421.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del concreto de la viga a los 28 días}$$

Se determina la fuerza resistente por unidad de longitud:

$$A_{cv} = 106.7 \text{ cm}$$

$$V_{ni} := \min \left(c \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c), K_1 \cdot f'_c \cdot A_{cv}, K_2 \cdot A_{cv} \right) = 2.512 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}}$$

$$\phi \cdot V_{ni} = 2.26 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}} \quad V_{ni} = 1.8 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}}$$

$$Req := \text{if} \left(V_{ni} < \phi \cdot V_{ni}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

Finalmente se recalcula el acero mínimo:

$$A_{vfmin2} := \frac{1}{f_y} \left(\left(\frac{1.33 \cdot V_{ni}}{\phi} - c \cdot A_{cv} \right) \cdot \left(\frac{1}{\mu} \right) - P_c \right) = 0.18 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$A_{vfmin} := \min (A_{vfmin1}, A_{vfmin2}) = 0.089 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad A_{vf} = 0.152 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$Req := \text{if} \left(A_{vf} > A_{vfmin}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

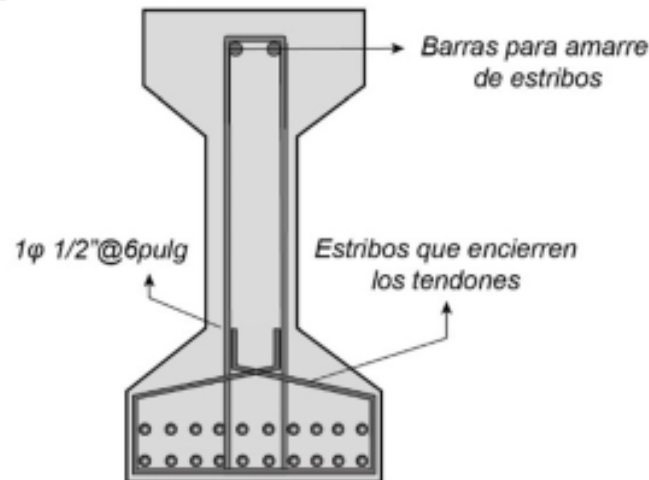
8.8. REFUERZO DE CONFINAMIENTO

(Art. 5.10.10.2)

En una distancia de $1.5h_{viga}$ medida desde el extremo de la viga, el refuerzo transversal debe ser colocado para confinar el acero pretensado en el ala inferior. Dicho refuerzo debe ser mínimo de barras #3 con un espaciamiento máximo de 6 in, además deben ser estribos cerrados.

$$1.5 \cdot h_{viga} = 3.15 \text{ m}$$

$$1.5 \cdot h_{viga} = 124 \text{ in}$$



9. CÁLCULO DE DEFLEXIÓN

9.1. DEFLEXIÓN EN LA SECCIÓN MEDIA

La contra flecha debido a la fuerza de pretensado y la deflexión debido al peso propio de la viga, losa y la cartela o espesor de asiento (haunch) se calculan utilizando el módulo de elasticidad inicial del concreto y las propiedades de sección de la viga no compuesta.

Por su parte, deflexiones debido a la barrera de concreto y superficie de rodadura se calculan utilizando las propiedades de la sección compuesta.

La deflexión instantánea debido a la fuerza de pretensado y peso de la viga se calcula en la transferencia. Seguidamente, la deflexión a largo plazo de las vigas prefabricadas puede ser calculada como la flecha instantánea multiplicada por un factor.

Se tomarán negativas las deflexiones hacia arriba y positivas las deflexiones hacia abajo, a continuación se presentan varios factores necesarios para el cálculo de deflexiones:

Excentricidad de la fuerza de presfuerzo en el extremo del tramo:

$$e_e := Y_{inf} - C_{pmax} = 79.27 \text{ cm}$$

Excentricidad de la fuerza de presfuerzo en el centro del tramo:

$$e_c := Y_{inf} - C_{pmin} = 93.09 \text{ cm}$$

Diferencia entre la excentricidad de la fuerza de presfuerzo en el centro del tramo y en el extremo:

$$e' := e_c - e_e = 13.8 \text{ cm}$$

Longitud total de la viga (extremo a extremo):

$$L_g := 50 \text{ m}$$

Distancia desde el extremo de la viga hasta el punto de deformación (arqueado):

$$a := 0.4 \cdot L = 20 \text{ m}$$

9.1.1. Deflexión debido a la fuerza de pretensado, peso de la viga, losa y cartelas

$$P_i := (f_{pst} - \Delta f_{pES}) \cdot A_{ps} = 980.4 \text{ tonnef} \quad (\text{Tomando en cuenta solo las pérdidas instantáneas})$$

$$E_{ci} = 330160.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$I_g = 43366000 \text{ cm}^4$$

Seguidamente, el cálculo de deflexiones de la viga para cada carga:

Debida a la Fuerza de pretensado

$$\Delta_p := - \left(\frac{P_i}{E_{ci} \cdot I_g} \right) \cdot \left(\frac{e_c \cdot L_g^2}{8} - \frac{e' \cdot a^2}{6} \right) = -19.288 \text{ cm}$$

Debido al Peso propio de la Viga

$$\Delta_g := \left(\frac{5 \cdot q_1 \cdot L_g^4}{384 \cdot E_{ci} \cdot I_g} \right) = 10.306 \text{ cm}$$

Debido al Peso de la losa y cartelas

$$\Delta_s := \left(\frac{5 \cdot q_2 \cdot L^4}{384 \cdot E_{ci} \cdot I_g} \right) = 6.294 \text{ cm}$$

9.1.2. Deflexión debido al peso de las defensas y superficie de rodamiento

Ahora se calculan las deflexiones de la viga como sección compuesta

$$E_c = 330160.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$I_c = 77626821.4 \text{ cm}^4$$

Debido al Peso de las defensas o barreras

$$\Delta_b := \left(\frac{5 \cdot q_3 \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_c} \right) = 1.1 \text{ cm}$$

Debido al Peso de la superficie de rodadura

$$\Delta_{DW} := \left(\frac{5 \cdot q_{DW} \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_c} \right) = 0.7 \text{ cm}$$

9.1.3. Deflexión después de la colocación de la viga

Utilizando los factores multiplicadores para tomar en cuenta los efectos a largo plazo del Precast Prestressed Concrete Institute Bridge Design (PCI) que ponderan las deflexiones para la elevación o colocación de la viga y para largo plazo durante el servicio:

	Elevación	Largo_Plazo
Fuerza de pretensado	1.80	2.20
Peso propio	1.85	2.40
Losa, Cartela, Diafragma, otras cargas que soporte solo la viga no compuesta		2.30
Barreras, Sup. Rodamiento, otras cargas que soporte la sección compuesta		3.00

$$Elevación := \begin{bmatrix} 1.80 \\ 1.85 \end{bmatrix} \quad Largo_Plazo := \begin{bmatrix} 2.20 \\ 2.40 \\ 2.30 \\ 3.00 \end{bmatrix}$$

$$\Delta_{Elevación} := Elevación_{0,0} \cdot \Delta_p + Elevación_{1,0} \cdot \Delta_g = -15.653 \text{ cm}$$

9.1.4. Deflexión a largo plazo

$$\Delta_{Largo_Plazo} := Largo_Plazo_{0,0} \cdot \Delta_p + Largo_Plazo_{1,0} \cdot \Delta_g + Largo_Plazo_{2,0} \cdot \Delta_s + Largo_Plazo_{3,0} \cdot (\Delta_b + \Delta_{DW})$$

$$\Delta_{Largo_Plazo} = 2.171 \text{ cm}$$

9.2. DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE LA CARTELA EN LOS EXTREMOS

El espesor de las cartelas en los extremos deben ser igual a la deflexión de la viga en la mitad del tramo después de la colocación de la losa de tablero, por lo que:

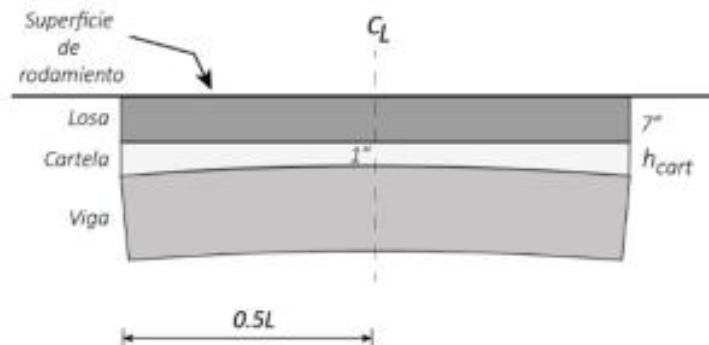
$$Espesor_mínimo := |\Delta_{Elevación} + \Delta_s| = 3.684 \text{ in}$$

$$Espesor_mínimo = 9.4 \text{ cm}$$

Inicialmente se asumió un espesor de cartela 1 in para la sección media, de manera que debe aumentar el espesor de la cartela en los extremos:

$$h_{cart_e} := 1 \text{ in} + Espesor_mínimo = 4.68 \text{ in}$$

$$h_{cart_e} = 11.9 \text{ cm}$$



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

HOJA 1 DE 8

RUBRO : 1

UNIDAD: u

DETALLE : Viga pretensada L = 50 m (incluye transporte y montaje) f'c = 420 kg/cm²

EQUIPO DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
Herramienta Menor 0% de M.O.					0.00
SUBTOTAL M					0.00

MANO DE OBRA DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
SUBTOTAL N					0.00

MATERIALES DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
VIGA AASHTO TIPO VI L=50.0m (INCLUYE TRANSPORTE Y MONTAJE)	u	1.000	33,474.79	33,474.79
SUBTOTAL O				33,474.79

TRANSPORTE DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	33,474.79
INDIRECTOS (%)	19.00%
UTILIDAD (%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	39,835.00
VALOR UNITARIO	39,835.00

SON: TREINTA Y NUEVE MIL OCHOCIENTOS TREINTA Y CINCO DOLARES, 00/100 CENTAVOS
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

HOJA 2 DE 8

RUBRO : 2

UNIDAD: M3

DETALLE : Tablero de hormigón f'c = 280 kg/cm², e = 20 cm

EQUIPO DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
Herramienta Menor 5% de M.O.					3.52
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.400	7.00
VIBRADOR 3 HP	1.00	3.00	3.00	1.400	4.20
SUBTOTAL M					14.72

MANO DE OBRA DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
PEON EO E2	10.00	4.23	42.30	1.100	46.53
ALBAÑIL EO D2	3.00	4.28	12.84	1.100	14.12
CARPINTERO EOD2	1.00	4.19	4.19	1.100	4.61
MAESTRO MAYOR EOC2	1.00	4.65	4.65	1.100	5.12
SUBTOTAL N					70.38

MATERIALES DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
ARENA GRUESA	M3	0.650	12.00	7.80
GRAVA TRITURADA (3/4)	M3	0.950	14.85	14.11
AGUA	M3	0.200	0.12	0.02
CEMENTO PORTLAND	KG	410.000	0.15	61.50
ADITIVO ACELERANTE	KG	0.500	2.43	1.22
SUELDA E6011	LB	1.250	2.13	2.66
PLACA COLABORANTE	M2	5.770	12.00	69.24
SUBTOTAL O				156.55

TRANSPORTE DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	241.65
INDIRECTOS (%) 19.00%	45.91
UTILIDAD (%) 0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	287.56
VALOR UNITARIO	287.56

SON: DOSCIENTOS OCHENTA Y SIETE DOLARES, 56/100 CENTAVOS

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

HOJA 3 DE 8

RUBRO : 3

UNIDAD: KG

DETALLE : ACERO DE REFUERZO EN BARRAS fy= 4200 kg/cm2

EQUIPO DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
Herramienta Menor 5% de M.O.					0.05
CORTADORA DOBLADORA DE HIERRO	1.00	0.50	0.50	0.110	0.06
SUBTOTAL M					0.11
MANO DE OBRA DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
PEON EO E2	1.00	4.23	4.23	0.100	0.42
FIERRERO EO D2	1.00	4.28	4.28	0.100	0.43
MAESTRO MAYOR EOC2	0.10	4.65	0.47	0.100	0.05
SUBTOTAL N					0.90
MATERIALES DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB	
ACERO DE REFUERZO	KG	1.050	1.15	1.21	
ALAMBRE NEGRO # 18	KG	0.045	2.00	0.09	
SUBTOTAL O				1.30	
TRANSPORTE DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB	
SUBTOTAL P				0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2.31
INDIRECTOS (%) 19.00%					0.44
UTILIDAD (%) 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.75
VALOR UNITARIO					2.75

SON: DOS DOLARES, 75/100 CENTAVOS

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

HOJA 4 DE 8

RUBRO : 4

UNIDAD: KG

DETALLE : Tendones fy = 19000 kg/cm²

EQUIPO DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
Herramienta Menor 5% de M.O.					0.04
CORTADORA DOBLADORA DE HIERRO	1.00	0.50	0.50	0.040	0.02
SUBTOTAL M					0.06

MANO DE OBRA DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
FIERRERO EO D2	2.00	4.28	8.56	0.040	0.34
PEON EO E2	1.00	4.23	4.23	0.040	0.17
MAESTRO MAYOR EJEC. OBRA CIVIL EO C1	1.00	4.65	4.65	0.040	0.19
SUBTOTAL N					0.70

MATERIALES DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
TENDON 0.6" FY=19000 kgf/cm2	kg	1.000	1.34	1.34
SUBTOTAL O				1.34

TRANSPORTE DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	2.10
INDIRECTOS (%) 19.00%	0.40
UTILIDAD (%) 0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	2.50
VALOR UNITARIO	2.50

SON: DOS DOLARES, 50/100 CENTAVOS
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

HOJA 5 DE 8

RUBRO : 5

UNIDAD: M3

DETALLE : Tablero de hormigón f'c = 280 kg/cm², e = 20 cm

EQUIPO DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
Herramienta Menor 5% de M.O.					3.52
CONCRETERA 1 SACO	1.00	5.00	5.00	1.400	7.00
VIBRADOR 3 HP	1.00	3.00	3.00	1.400	4.20
SUBTOTAL M					14.72
MANO DE OBRA DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
PEON EO E2	10.00	4.23	42.30	1.100	46.53
ALBAÑIL EO D2	3.00	4.28	12.84	1.100	14.12
CARPINTERO EOD2	1.00	4.19	4.19	1.100	4.61
MAESTRO MAYOR EOC2	1.00	4.65	4.65	1.100	5.12
SUBTOTAL N					70.38
MATERIALES DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB	
ARENA GRUESA	M3	0.650	12.00	7.80	
GRAVA TRITURADA (3/4)	M3	0.950	14.85	14.11	
AGUA	M3	0.200	0.12	0.02	
CEMENTO PORTLAND	KG	410.000	0.15	61.50	
ADITIVO ACELERANTE	KG	0.500	2.43	1.22	
SUELDA E6011	LB	1.250	2.13	2.66	
PLACA COLABORANTE	M2	5.770	12.00	69.24	
SUBTOTAL O				156.55	
TRANSPORTE DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB	
SUBTOTAL P				0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				241.65	
INDIRECTOS (%) 19.00%				45.91	
UTILIDAD (%) 0.00%				0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO				287.56	
VALOR UNITARIO				287.56	

SON: DOSCIENTOS OCHENTA Y SIETE DOLARES, 56/100 CENTAVOS
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

HOJA 6 DE 8

RUBRO : 6

UNIDAD: KG

DETALLE : SUMINISTRO DE ACERO ASTM A572 GR50

EQUIPO DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
Herramienta Menor 0% de M.O.					0.00
SUBTOTAL M					0.00
MANO DE OBRA DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
SUBTOTAL N					0.00
MATERIALES DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB	
ACERO ASTM-588	KG	1.010	1.00	1.01	
SUBTOTAL O					1.01
TRANSPORTE DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.01
INDIRECTOS (%)				19.00%	0.19
UTILIDAD (%)				0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.20
VALOR UNITARIO					1.20

SON: UN DOLAR, 20/100 CENTAVOS
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

HOJA 7 DE 8

RUBRO : 7

UNIDAD: KG

DETALLE : FABRICACION DE ACERO ASTM A572 GR50A 588

EQUIPO DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
Herramienta Menor 5% de M.O.					0.02
EQUIPO DE OXICORTE	1.00	5.00	5.00	0.014	0.07
MOTOSOLDADORA	1.00	9.00	9.00	0.014	0.13
ESTRUCTURA DE ENSAMBLE	1.00	15.00	15.00	0.014	0.21
SUBTOTAL M					0.43

MANO DE OBRA DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
PEON EO E2	3.00	4.23	12.69	0.014	0.18
FIERRERO EO D2	2.00	4.28	8.56	0.014	0.12
PERFILERO EO C2	1.00	4.52	4.52	0.014	0.06
SUBTOTAL N					0.36

MATERIALES DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
COMBUSTIBLE	GBL	1.000	0.01	0.01
ELECTRODO	KG	0.010	5.00	0.05
OXIGENO	KG	0.010	1.45	0.01
ACETILENO	KG	0.010	1.45	0.01
GAS DE PROTECCION CO2	KG	0.010	2.00	0.02
ENERGIA ELECTRICA	KW	1.000	0.12	0.12
DISCO DE DESBASTE	U	0.010	3.00	0.03
GRATAS	U	0.010	5.00	0.05
SUBTOTAL O				0.30

TRANSPORTE DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	1.09
INDIRECTOS (%)	19.00%
UTILIDAD (%)	0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO	1.30
VALOR UNITARIO	1.30

OBSERVACIONES: R=0.30

SON: UN DOLAR, 30/100 CENTAVOS

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

HOJA 8 DE 8

RUBRO : 8

UNIDAD: KG

DETALLE : MONTAJE DE ACERO ASTM A572 GR50

EQUIPO DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
Herramienta Menor 5% de M.O.					0.00
EQUIPO DE OXICORTE	1.00	5.00	5.00	0.005	0.03
MOTOSOLDADORA	1.00	9.00	9.00	0.005	0.05
ESTRUCTURA DE ENSAMBLE	1.00	15.00	15.00	0.005	0.08
GRUA O SISTEMA MECANICO EQUIVA	1.00	80.00	80.00	0.005	0.40
EQUIPO DE MONTAJE	1.00	40.00	40.00	0.005	0.20
SUBTOTAL M					0.76

MANO DE OBRA DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
PEON EO E2	1.00	4.23	4.23	0.005	0.02
FIERRERO EO D2	1.00	4.28	4.28	0.005	0.02
PERFILERO EO C2	1.00	4.52	4.52	0.005	0.02
OPERADOR DE GRUA ESTACIONARIA OP C1	1.00	4.75	4.75	0.005	0.02
SUBTOTAL N					0.08

MATERIALES DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB
SUBTOTAL O				0.00

TRANSPORTE DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB
SUBTOTAL P				0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	0.84
INDIRECTOS (%) 19.00%	0.16
UTILIDAD (%) 0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	1.00
VALOR UNITARIO	1.00

SON: UN DOLAR, 00/100 CENTAVOS

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA