

**COMPARATIVO DE DISEÑO DE PUENTES DE VIGA-LOSA EN CONCRETO Y
ESTRUCTURA DE ACERO**

JUAN FELIPE CHAVEZ ESPINEL – 150378

HAROLD MAURICIO LOZANO NOVOA – 1520153

TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARA ASPIRAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

UNIVERSIDAD PILOTO DE COLOMBIA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

BOGOTÁ D.C.

2021

**COMPARATIVO DE DISEÑO DE PUENTES DE VIGA-LOSA EN CONCRETO Y
ESTRUCTURA DE ACERO**

JUAN FELIPE CHAVEZ ESPINEL – 150378

HAROLD MAURICIO LOZANO NOVOA – 1520153

TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARA ASPIRAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

TUTORES

ING. LAURA LUCIA CONSTAIN MONTOYA MsE.

ING. STEFAN LEONARDO LEIVA MALDONADO Ph.D.

UNIVERSIDAD PILOTO DE COLOMBIA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

BOGOTÁ D.C.

2021

Tabla de Contenido

Tabla de Contenido	3
Tabla de Ecuaciones	4
Lista de Tablas	6
Lista de Imágenes	7
Resumen.....	8
Abstract.....	8
Palabras clave.....	9
Keywords.....	9
Introducción	9
1. Capítulo 1	10
1.1. Generalidades	10
1.1.1. Antecedentes	10
1.2. Planteamiento del Problema	14
1.2.3. Descripción	14
1.2.1. Formulación	15
1.3. Objetivos.....	16
1.3.1. General	16
1.3.2. Específicos	16
1.4. Justificación.....	16
1.5. Delimitaciones.....	18
1.5.1. Contenido	18
1.5.2. Limitaciones.....	19
1.6. Marco teórico.....	20
1.6.1. Antecedentes históricos.....	20
2. Capítulo 2 - Diseño metodológico	26
2.1. Criterios básicos	26
2.1.1. Materiales	26
2.1.2. Casos de carga.....	28
2.1.3. Factores y combinaciones de carga.....	30
2.2. Diseño de estructura tipo viga-losa en concreto.....	34
2.2.1. Tablero	38
2.2.1.1. Avalúo de Cargas	38
2.2.1.2 Diseño de la losa de concreto.....	42
2.2.1.2.1 Diseño a flexión por momento positivo.....	42

2.2.1.2.2. Diseño a flexión por momento negativo	47
2.2.2. Diseño viga interior	48
2.2.2.1. Avalúo de cargas.	48
2.2.2.1.1. Determinación de momentos y cortantes de Diseño.	52
2.2.2.2. Diseño de concreto de viga interna	57
2.2.2.2.1. Diseño a flexión por momento positivo.....	57
2.2.2.2.2. Diseño a flexión por momento negativo.....	59
2.2.2.2.3. Diseño a cortante de la sección.....	62
2.3. Diseño de estructura tipo pletina plegada de acero	65
2.3.1. Tablero	65
2.3.1.1. Avalúo de cargas	67
2.3.2. Diseño viga interior	70
2.3.2.1. Avalúo de cargas.	70
2.3.2.2. Diseño de la sección de acero	72
2.3.2.3. Chequeo por fatiga.	75
2.3.2.4. Conectores de cortante.	77
3. Capítulo 3.....	80
3.1. Análisis de resultados	80
3.2. Conclusiones.....	86
3.3. Recomendaciones	88
Referencias.....	90
Bibliografía	91

Tabla de Ecuaciones

Ecuación 1. Ecuación de estado límite (CCP14 sección 1.3.2.1-1).....	28
Ecuación 2. Eta para valores de Y_i máximos (CCP14 sección 1.3.2.1-2).....	29
Ecuación 3. Eta para valores de Y_i mínimos (1.3.2.1-3).	30
Ecuación 4. Ecuación de estado limite simplificada.....	30
Ecuación 5. Determinación de la carga de diseño (CCP14 sección 3.4.1-1).....	31
Ecuación 6. Cálculo de separación entre vigas	36
Ecuación 7. Cálculo de altura mínima de losa.....	37
Ecuación 8. Cálculo altura mínima de viga incluyendo el espesor de la losa	37
Ecuación 9. Ecuación de momento debida a una carga distribuida.....	38

Ecuación 10. Ecuación de β_1 , CCP14 5.7.2.2	42
Ecuación 11. Ecuación de momento resistente.....	42
Ecuación 12. “d” para refuerzo inferior y superior respectivamente.....	42
Ecuación 13. Ecuación de ρ mínimo	43
Ecuación 14. Ecuación de ρ máximo.....	43
Ecuación 15. Cálculo de área de acero	43
Ecuación 16. Momento nominal simplificada CCP14 5.7.3.2.....	44
Ecuación 17. Valor de a CCP14 5.7.3.2	44
Ecuación 18. Valor de c CCP14 5.7.3.2	44
Ecuación 19. Ecuación de separación máxima del refuerzo	45
Ecuación 20. Ecuación de β_s	45
Ecuación 21. Ecuación de F_{ss}	45
Ecuación 22. Ecuación de k.....	46
Ecuación 23. Ecuación de Y	46
Ecuación 24. Inercia de sección transformada simplificada.....	47
Ecuación 25. Ecuación de F_{ss} simplificada.....	47
Ecuación 26. Espesor de recubrimiento.....	47
Ecuación 27. Determinación de carga peso propio.....	48
Ecuación 28. Determinación de carga debido a capa de rodadura	49
Ecuación 29. Determinación de carga debido a capa de rodadura	49
Ecuación 30. Factor de distribución para un carril cargado.....	52
Ecuación 31. Factor de distribución para dos carriles cargados	53
Ecuación 32. Valor de K_g	53
Ecuación 33. Inercia de una sección rectangular.	53
Ecuación 34. distancia entre centros de gravedad de la viga y el tablero.	53
Ecuación 35. Combinación de servicio para un carril de diseño	54
Ecuación 36. Combinación de servicio para dos carriles de diseño	54
Ecuación 37. Combinación de diseño para un carril de diseño	54
Ecuación 38. Combinación de diseño para dos carriles de diseño	54
Ecuación 39. Determinaciones de M_{cr}	59
Ecuación 40. Determinación de F_r (CCP14 5.4.2.6)	60
Ecuación 41. Área de acero de refuerzo mínimo de cortante	62
Ecuación 42 y 43. Parámetros de S.....	62
Ecuación 44. Valor de v_u	62

Ecuación 45. Valor de d_v	62
Ecuación 46. Cortante nominal.....	63
Ecuación 47. Cortante del acero con $(\alpha) = 90^\circ$	63
Ecuación 48. Cortante del concreto	63
Ecuación 49. Valor de Beta	64
Ecuación 50. Valor de theta	64
Ecuación 51. Valor de e_s	64
Ecuación 52. Deformación máxima de un puente	65
Ecuación 53. Factor de distribución de carga para vigas de acero.	71
Ecuación 54. Momento para vigas de pletina plegada de acero.	72
Ecuación 55. Cortante para sección de acero.....	73
Ecuación 57. Inercia para la sección transformada.....	75
Ecuación 58. Cálculo de fatiga.	76
ecuación 59. Ecuación de esfuerzo	76
Ecuación 60. Cálculo del número de conectores de cortante requeridos.....	77
Ecuación 61. Criterios de elección del valor de P	78
Ecuación 62. Valor de R.....	78
Ecuación 63. Ángulo de giro	78
Ecuación 64. Valor de L_p	78
Ecuación 65. Valor de Q_r	79

Lista de Tablas

Tabla 1. Tabla de factores de carga permanentes (CCP14 sección 3.4.1-2).....	29
Tabla 2. Tabla de combinaciones y factores de carga (CCP14 sección 3.4.1-1).....	31
Tabla 3. Profundidades mínimas para superestructuras (CCP14 sección 2.5.2.6.3-1).....	37
Tabla 4. Tabla de momentos positivos y negativos de carga viva (CCP14 A4).....	40
Tabla 5. Tabla de combinaciones y factores de carga para diseño de losa en concreto ...	41
Tabla 6. Momentos obtenidos para cada tramo analizado.	50
Tabla 7. Momentos y Cortantes obtenidos para cada tramo analizado.....	51
Tabla 8. Momentos de servicio 1 y resistencia 1 para cada tramo.	55
tabla 9. Cortantes de servicio 1 y resistencia 1 para cada tramo.....	56
Tabla 10. Propiedades geométricas, físicas y mecánicas de las secciones de acero.....	67
Tabla 11. Tabla de momentos positivos y negativos de carga viva (CCP14 A4).....	68

Tabla 12. Momentos resultantes viga de acero.....	71
Tabla 13. Cortantes resultantes viga de acero.....	71
Tabla 14. Combinaciones de carga para viga de acero.....	72
Tabla 15. Inercia de la sección transformada.....	76
Tabla 16. Valores de referencia de conectores de cortante e imagen ilustrativa.	79
Tabla 17. Comparativa de reacciones en los apoyos	84
Tabla 18. Precios de los materiales del puente de concreto.....	85
Tabla 19. Precios de los materiales del puente de acero.....	85

Lista de Imágenes

Imagen 1. Camión de diseño título (CCP14 sección 3.6.1.2.2).....	33
Imagen 2. Sección transversal y esquema general del puente tipo viga-losa de concreto	35
Imagen 3. Esquema de momentos obtenidos por la tabla 4.....	40
Imagen 4. Gráfico explicativo para la obtención de la inercia	46
Imagen 5. Detalle de distribución de acero en # filas.....	58
Imagen 6. Detalle de distribución de acero final.	58
Imagen 7. Sección transversal diseño de puente con vigas de acero.	66
Imagen 8. Sección transversal viga de pletina de acero con convenciones.	66
Imagen 9. Sección transversal escogida para el diseño	70
Imagen 10. Sección transformada (1 = viga de acero, 2 = sección transformada)	75

Resumen

Este proyecto se presenta con la finalidad de realizar una comparativa entre dos tipos de diseño de puentes que tienen los siguientes parámetros en común: distancia entre apoyos, dimensiones generales, cargas muertas diferentes a las correspondientes al peso propio de los elementos estructurales y cargas debidas al tráfico; con el objetivo de mostrar una alternativa de diseño que difiera de las convencionales y que por lo tanto se convierta en una opción a tener en cuenta en puentes de luces cortas.

Los diseños aquí planteados utilizan los códigos de diseño colombianos pertinentes, así como recomendaciones realizadas en la literatura para las tipologías comparadas.

Abstract

The objective of this document is to present a comparison between two types of superstructure bridge design types with the following common features: span length, general dimensions, dead loads other than the self-weight of the structural elements and loads due to traffic; with the aim of showing a design alternative that differs from the conventional solutions, and therefore becomes an valid option to consider for short span bridges.

The designs presented herein were based on the current Colombian bridge specifications as well as the recommendations found in the literature regarding the superstructure types considered.

Palabras clave. Puentes tipo Viga-Losa en Concreto Reforzado, Vigas de acero tipo platina doblada en frio, Superestructura, Deflexiones, Altura estructural.

Keywords. Reinforced concrete Bridges, Folded Plate Girders, Superstructures, Deflections, Structural Depth

Introducción

Es parte de la labor de los ingenieros poder discernir entre varias alternativas que permitan ejecutar sus labores de manera eficiente, efectiva y eficaz. Esto se consigue tras un profundo análisis de todas las variables que afectan cada escenario en específico.

Para el caso de un puente, un grupo interdisciplinario de profesionales (geólogos, topógrafos, diseñadores, ambientales, constructores y demás) se encarga de evaluar condiciones tan variadas como el tipo de suelo sobre el que se cimienta, el nivel de riesgo sísmico de la zona, la luz del accidente geográfico que se debe sortear, la cantidad de vehículos para la que se diseña, la facilidad de construcción, el acceso a mano de obra calificada, la obtención de recursos y materiales para fabricarlo, entre muchos otros, con el fin de generar un diseño que conlleve a una construcción óptima.

El principal propósito del diseñador es generar un cálculo estructural que se acople a las exigencias que las demás disciplinas le recomienden y que al mismo tiempo le permitan regirse por parámetros legales e ingenieriles que aseguren un mínimo de seguridad; en consecuencia, los diseños generados se clasifican en subestructura (que transmite las cargas al suelo) y superestructura (que se encarga de soportar y transmitir las cargas propias y vehiculares a la subestructura), siendo esta última aquella en la que el ingeniero diseñador tiene más libertad para proponer que solución se adapta mejor a su problema.

Para el caso de Colombia, es usual que el diseñador se decante por el sistema de vigas y losas en concreto, ya que representa una solución sencilla y rápida para puentes de luces cortas. Desafortunadamente, hacer uso de este sistema no se ha asimilado como una opción sino como un imperativo, que ha cerrado la posibilidad al uso de otras opciones igualmente eficaces; esta problemática necesita ser atendida mediante estudios a las alternativas propuestas con anterioridad por ingenieros de otras partes del mundo.

Países como los Estados Unidos, han contemplado soluciones a puentes cortos a escala industrial; particularmente, el estudio realizado por Barth¹, que en conjunto con la SSSBA (short span Steel bridge Alliance), ha concluido que el uso de pletinas plegadas de acero supone una solución llamativa que ofrece una mayor facilidad de diseño e implementación frente al concreto armado.

Se propone entonces el estudio teórico de esta alternativa, aplicada en una comparativa estructural entre el clásico puente de concreto y la opción que sugiere Barth¹, a fin de evaluar si esta tiene aplicación en el país.

1. Capítulo 1

1.1. Generalidades

1.1.1. Antecedentes

Colombia es un país en crecimiento económico, cuyas labores se han enfocado durante los últimos años en pro del desarrollo vial, particularmente durante la última década; a manera de

¹ Barth, K., Michaelson, G., & Barker, M., (2015) Development and experimental validation of composite press brake-formed modular Steel tub girders for short-span bridges. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000770

ejemplo están los datos compilados en 2019 por el INVIAS en su revista “KMINOS”, los cuales reflejan que:

Un total de 5,9 billones de pesos fueron destinados solo a los departamentos del Cauca, Chocó, Nariño y Valle del Cauca, entre el 2010 y el 2017, con los que se ejecutó la pavimentación de 409 km; rehabilitación y mantenimiento en 1.046 km de vías; la construcción de 79 puentes, de 16 túneles y de 31 kilómetros de segundas calzadas, así como el mantenimiento de 5.700 kilómetros de la red terciaria, entre otros.² (Revista Kminos, 2018, p.6)

En contraste, y desafortunadamente, se evidencia una fragilidad en la red vial, presentándose derrumbes, cierres e incluso muertos con más frecuencia de la que el colombiano promedio quisiera aceptar. en consecuencia, se deben invertir miles de millones de pesos en reparaciones que afectan la economía y el desarrollo de la población.

Habitualmente se atribuyen estas calamidades al clima inconstante y a la geología del país, que se describe constantemente como “joven” y propensa a este tipo de situaciones, pero la realidad es que el mal uso del suelo, la ingeniería deficiente, la corrupción, la improvisación e incluso la minería son factores determinantes para que esto ocurra (Guerra, 2019).

Históricamente, desde los años 60 se decidió eliminar el sistema ferroviario como el principal medio de transporte del país, con la finalidad de construir una masiva red de carreteras, meta que hasta el día de hoy no se ha cumplido.

²INVIAS. (2018). Región Pacífica respira nuevos aires. pg.6

Según el Banco Interamericano de Desarrollo, nos hacen falta 45.000 kilómetros de vías adicionales para cumplir esta meta y, además, según el documento técnico 4001 de infraestructura vial del DANE (2014) se afirma que:

De 120 países, Colombia ocupa el puesto 97 en la relación km/Hab y la densidad de carreteras pavimentadas es de 0.013km/km², siendo una de las menores de América; en calidad de infraestructura, de 133 países, Colombia ocupa el puesto 101, siendo inferior a Chile (37), México (57), Brasil (67), Uruguay (75), Argentina (89) y Ecuador (99) y con una calificación superior a la de algunos países de la región como Bolivia (122), Venezuela (123) y Paraguay (138).³ (p.4)

El departamento de Cundinamarca no es ajeno a esta situación, aunque el desarrollo de vías es aparentemente amplio, la calidad de estas es cuestionable, así como la interconectividad entre estas. Por lo anterior, al evaluar el desarrollo del departamento, se encuentra que este está aislado y empobrecido, retrasado en actividades productivas que se sortearían con mucha más facilidad con un sistema vial competente.

A manera de ejemplo, las vías que intercomunican los municipios de Arbeláez, San Bernardo, Pandí, Venecia y Cabrera se pueden resumir como una única vía secundaria pavimentada, que supone la mejor opción para transitar entre los municipios; y varias vías terciarias, que, aunque cumplen la función de interconectarlos, se encuentran en lamentable estado y su tránsito en el mejor de los casos, supone un reto.

El estado de estas vías terciarias obliga a la población a optar por la vía principal para poder llevar sus mercancías (ya que estos municipios son productores de alimentos, frutas, verduras, café

³DANE. (2014). Documento Técnico 4001. Pg.4

y ganado, entre otros) casi en la totalidad de los casos; significando esto un problema, pues cualquier mantenimiento a la vía, así como cualquier evento inesperado o accidente, se traduce en incomunicación entre los municipios y pérdidas monetarias.

Tal caso se presentó en el año 2018, cuando una creciente de la quebrada la Honda, debilitó la cimentación de un puente en esta vía, ubicado entre los municipios de Arbeláez y San Bernardo.

Este accidente dejó prácticamente incomunicados a los municipios durante aproximadamente 6 meses, tiempo que duró la planeación, diseño y ejecución de su sustituto, elaborado en su totalidad en concreto armado, sistema que como se ha mencionado anteriormente, es uno de los más usados en la construcción en el país.

Estos casos requieren optimizaciones de tiempo en las áreas de diseño y ejecución de obra que permitan mitigar el impacto que genera la pérdida de estas estructuras viales. Una de las alternativas consideradas para este fin consiste en implementar una estructura construida con materiales diferentes, que, gracias a estudios previos de estandarización, ofrecen facilidades de diseño, optimizando el tiempo de diseño y construcción.

El acero es uno de los materiales que más se han estudiado para este fin, y académicos como Karl Barth y Gregory Michaelson, en su estudio “Development and experimental validation of composite press brake-formed modular Steel tub griders for short-span bridges”¹ (validación y desarrollo experimental de vigas de acero modular plegadas para puentes de luces cortas) demuestran que un tipo de viga de acero con sección estandarizada presenta un rendimiento adecuado para este tipo de problemas.

En dicho estudio, se evidencia que bajo la supervisión de la SSSBA (alianza de puentes de luces cortas, por sus siglas en inglés), se ha logrado estandarizar una serie de perfiles estructurales

de acero, por medio de programas de testeo experimental, para optimizar la funcionalidad y la geometría de estos, de manera que, al implementarse en diseño y construcción, representen una alternativa atractiva para los ingenieros encargados.

Con estos antecedentes, se propone un análisis de esta alternativa frente a la de concreto, a fin de evaluar su comportamiento físico y complejidad de diseño frente al método estándar del país.

1.2. Planteamiento del Problema

1.2.3. Descripción

Contemplando el diseño de puentes de viga-losa en concreto como el modelo predilecto de construcción de este tipo de estructuras en Colombia, se propone usar los estudios de Barth¹ (2015), sobre puentes de viga de acero de pletina plegada para luces cortas, como una alternativa que dista del sistema convencional.

El uso de este tipo de diseño acude a las necesidades de ampliar el rango de saberes de un ingeniero diseñador al momento de escoger sus alternativas al desarrollar sus labores y el tiempo que le tome ejecutarlas, hecho que le dará capacidad de discernir entre más opciones al momento de solucionar un problema estructural.

Particularmente, para los autores de este texto, el desarrollo de estos cálculos supondrá la aprehensión de conocimientos relacionados al predimensionamiento y diseño de puentes de acero y concreto, dado que estos saberes no se incluyen de manera convencional dentro del plan de estudios del programa de Ingeniería Civil ofrecido por la Universidad Piloto de Colombia.

1.2.1. Formulación

Como información preliminar y base de los diseños de puentes planteados, uno en viga losa de concreto y otro en pletina plegada de acero, se debe hacer uso de los procedimientos establecidos en el código colombiano de puentes CCP-14.⁴

A su vez, se tendrán en cuenta los despieces suministrados por el ICCU⁵ del rediseño del puente de la Honda, que fue expuesto como ejemplo en los antecedentes, ya que este presenta una sección transversal típica de los puentes de viga losa en concreto y, por lo tanto, funciona como una referencia geométrica para los diseños que se planteen.

Los conocimientos adquiridos y empleados para el desarrollo de estos diseños abarcan lo relacionado a la superestructura de estos; sin embargo, teniendo en cuenta que este es un trabajo teórico no se considerarán diseños de subestructura que serían necesarios para una completa ejecución en obra.

Adicionalmente, los estudios de Barth¹ (2015) sobre dimensionamiento, propiedades de materiales e incluso ecuaciones únicas relacionadas al diseño de estas secciones de acero se hacen necesarias para el correcto desarrollo de esta alternativa de diseño.

Lo anteriormente planteado se hace con el fin de generar una comparativa entre los dos tipos de estructura, donde se pretenden atender cuestionamientos como cuál es la variación en el dimensionamiento de los puentes, como resultan sus respectivos avalúos de carga, momentos flectores máximos, reacciones resultantes en los apoyos y deformaciones máximas de la estructura.

⁴ Código colombiano de diseño de puentes, 2014. INVIAS.

⁵ Rediseño de Puente la Honda, 2020, Instituto de infraestructura y concesiones de Cundinamarca ICCU.

El análisis de estas consideraciones plantea la siguiente pregunta ¿Qué tipo de puente presenta un mejor comportamiento en relación con los parámetros expuestos?

1.3. Objetivos

1.3.1. General

Realizar un comparativo entre los diseños de dos tipos de superestructura para puentes: el sistema de construcción de puentes por viga-losa de concreto reforzado y el de puentes con vigas de acero tipo “pletina plegada” (Folded plate beams system); ambos con geometrías similares y que no superen los 18m de luz.

1.3.2. Específicos

- a. Elaborar el diseño de la superestructura de un puente en concreto armado, con una luz de 18 m, modelando por medio del programa SAP 2000.
- b. Modelar, por medio del software SAP2000, un puente que cumpla con las solicitaciones del puente establecidas en el ítem anterior, pero desarrollado en estructura metálica con tipo “pletina plegada”.
- c. Realizar un comparativo estructural de los puentes, teniendo en cuenta parámetros como el peso, los momentos y cortantes resistentes, y las deflexiones que cada una de las secciones presente.

1.4. Justificación

A escala mundial, la construcción de infraestructura ha ampliado sus posibilidades constantemente gracias a diseños y procesos constructivos innovadores, así como al perfeccionamiento de los materiales ya usados y la inclusión de nuevos. La realidad colombiana se limita en gran medida al uso de concreto reforzado, dejando estructuras que contemplen otros

materiales, como el acero, a casos muy particulares. Por lo tanto, el país necesita avanzar en estudios que permitan desarrollar construcciones útiles, como puentes que se destaquen por su eficiencia, agilidad constructiva, longevidad y que permitan atravesar la accidentada geografía nacional, en el caso específico de este trabajo, cuando esta no supere los 20 metros de longitud.

Debido a esto, realizar la comparación de un mismo puente con dos configuraciones y materiales diferentes se convierte en una actividad necesaria para empezar a ampliar la gama de posibilidades constructivas de la ingeniería colombiana.

Se debe hacer énfasis en el hecho de que comparaciones como ésta corresponden a un ejercicio totalmente académico, el estudio y desarrollo de nuevas formas constructivas de puentes en Colombia supone un esfuerzo entre investigadores, docentes y alumnos, donde se ponen a prueba las capacidades ingenieriles en pro de implementar y aprehender los métodos de diseño ya implementados en otros países, haciendo esfuerzos por adecuarlos y perfeccionarlos bajo las necesidades específicas del territorio; algo que los haría únicos y particularmente útiles.

Hay estudios nacionales que evidencian la necesidad imperante de ejecutar obras civiles mejoradas. Uno de estos fue realizado por la ANI (Agencia Nacional de Infraestructura), donde se asegura que la competitividad económica regional actual se encuentra retrasada y que esto se debe a la falta de infraestructura vial bien ejecutada. De lo anterior, concluyen que es ideal que los proyectos de desarrollo de la cuarta generación de concesiones viales (vías 4G) se enfoquen, entre otras cosas, en desarrollar 1300 puentes que permitan una mejor comunicación de las regiones (ANI, 2017)⁶.

⁶ ANI (2017) ¿Qué son las vías 4G? ABECÉ Colombia.

Los procesos de creación, ejecución y uso de un proyecto se ven influenciados por factores muy diversos y complejos que se analizan a detalle durante la planeación. Asuntos económicos, sociales, ambientales, legales, así como los impactos positivos o negativos que lleven al lugar en los que se ejecuten, o cuan redundante o primordial pueda llegar a ser el proyecto, son aspectos que se analizan a fondo en los estudios de prefactibilidad.

Por lo tanto, resulta fundamental ofrecer alternativas sobre los cambios en métodos constructivos y la implementación de nuevos materiales más resistentes y duraderos, que permitan optimizar recursos y prolongar la vida útil del proyecto; siendo útil una comparativa entre las clases de puentes de luces cortas, pues supone una primera evaluación sobre las características físicas de estos, para que, con ayuda de futuros trabajos e investigación, se logre implementar esta alternativa como una opción a escoger al momento de construir un puente.

1.5. Delimitaciones

1.5.1. Contenido

El proyecto incluye las memorias de cálculo y despieces de elementos estructurales tales como las vigas de concreto y acero, con sus diseños de losa correspondientes. Ahora bien, cabe aclarar que dichas memorias y sus correspondientes análisis se realizan para las vigas interiores de los dos tipos de puente, esto con la finalidad de simplificar el diseño; además, la configuración de estos se asume como tramos rectos, con 0 grados de inclinación en la vía, lo que evita que sean las vigas externas las que más influyan al momento de diseñar.

Asimismo, por cuestiones de simplificación en el diseño, no se incluyen las verificaciones por etapas de construcción, las cuales requieren de un análisis detallado para las vigas exteriores, que dista del requerido para las interiores.

Como análisis de resultados, se tienen en cuenta únicamente aquellos criterios mencionados con anterioridad (la variación en el dimensionamiento de los puentes, el avalúo de carga, los momentos flectores máximos, las reacciones resultantes en los apoyos y las deformaciones máximas de la estructura) con los cuales se adquiere la información necesaria para sugerir el sistema más adecuado a la situación planteada.

1.5.2. Limitaciones

Dado que este es un proyecto académico, que carece de estudios reales de suelos, hidrológicos o de tráfico para suplir unas necesidades reales, no se ahonda en diseños propios de la subestructura ni de ningún otro elemento que no corresponda a las vigas interiores y la losa.

A su vez, se debe hacer la salvedad de que este proyecto contempla un análisis de costos básicos de los materiales de construcción de la superestructura para las alternativas presentadas, este comprende únicamente el costo por kg del acero usado y del concreto por metro cúbico requerido para cada diseño según aplique.

Si bien es cierto que la comparativa de diseños es un proceso propio de la etapa de anteproyecto de una construcción civil, tanto como lo es la elección de la alternativa que suponga el menor gasto económico, el uso de pletinas de acero prefabricadas y estandarizadas bajo estudios americanos imposibilita la creación de un bosquejo aproximado de su fabricación en este país y, en consecuencia, de su costo detallado. A raíz de lo anterior, se opta por hacer una comparativa de costo por peso de cada propuesta.

Adicionalmente, si se deseara traer las piezas desde el país donde se fabrican de forma comercial, toda la logística involucrada en la importación implicaría sobreprocesos que harían

inviabile la alternativa desde su planteamiento. De aquí que se denote a esta comparativa como un asunto únicamente académico, que no tiene repercusiones económicas reales a considerar.

Finalmente, las limitaciones más importantes para tener en cuenta son las pertenecientes al diseño, impuestas tanto por los estudios propuestos por Barth¹, como por el código colombiano de puentes CCP-14⁴.

Los primeros, brindan datos muy puntuales sobre la geometría y resistencia de cada tipo de pletina, además de una alternativa a la ecuación de momento resistente de estos elementos que se sustenta con datos experimentales.

El segundo, se implementa únicamente en las secciones 1 a 6, que hablan de características básicas de diseño y ubicación, factores de carga, análisis y evaluación estructural, y estructuras de concreto y acero. El desarrollo a profundidad de estos se evidencia en el diseño metodológico.

1.6. Marco teórico

1.6.1. Antecedentes históricos

Un puente es una construcción que permite sortear un accidente geográfico como un cañón, un río, un valle, una carretera, una vía férrea, un cuerpo de agua o cualquier otra particularidad física que se presente. Por ello el diseño y construcción de cada uno varía dependiendo de su uso, tráfico y terreno donde se cimiente.

El acto de cruzar de un lugar seguro a otro por medio de una estructura fija ha sido una habilidad que el ser humano ha perfeccionado a lo largo de los años, lo que lo ha llevado a experimentar con un sinfín de materiales, logrando en cada caso construcciones con capacidades, geometrías y diseños únicos que se adecuan al lugar. El aprender sobre dichas características,

permitió que eventualmente las estructuras creadas fueran más grandes, más resistentes y que consumieran de forma óptima el material empleado.

Antiguamente los puentes se hacían con los mismos elementos naturales que se encontraban cerca a los obstáculos, como árboles caídos apoyados sobre grandes rocas. Con el tiempo esta unión de materiales se fue perfeccionando y surgieron estructuras formadas por pilares de roca que sostenían los maderos a manera de tableros; además, se utilizaron otro tipo de materiales vegetales (como cañas) para formar cuerdas que sirvieron para crear puentes que se ataban en los extremos de los accidentes geográficos que se querían sortear (de esta manera surgieron ideas que abrieron paso a los puentes colgantes).

A medida que la geografía mostraba obstáculos más grandes para resolver se hizo evidente que la madera y las lianas no podrían usarse en todo momento, entonces se decidió recurrir más frecuentemente a la roca como materia prima, dando origen a los puentes abovedados, los cuales fueron implementados desde la antigüedad hasta comienzos del siglo XX.

Una de las revoluciones en la construcción de estas estructuras surgió con la implementación del cemento; esta idea se remonta hasta el imperio romano, quienes utilizaban un tipo de cemento llamado puzolana, un aglomerado de aluminios y silicios que adherían las rocas en la construcción, haciéndolas funcionar monolíticamente; además por supuesto de la revolución industrial, indispensable para la construcción actual de puentes, debido a que después de ella se incluyó al acero en las construcciones, un material resistente a la tensión.

Esta inclusión complementó el diseño del concreto actual y abrió paso a dos nuevas generaciones de puentes; una con concreto armado y otra compuesta únicamente de acero, que destacó por su facilidad de producción, manipulación y menor tiempo de instalación.

De la mano con la implementación de materiales, se encuentra la habilidad y pericia de los constructores para innovar y lograr hazañas cada vez más grandes, las ideas de mejora constante han impulsado el actuar de la ingeniería civil en la infraestructura nacional y mundial, a lo largo de las últimas décadas.

Un ejemplo de esto se puede evidenciar gracias a la compañía auditora Deloitte, que en su estudio “Global Powers of Construction” ha determinado que algunas de las constructoras más grandes del mundo, como Ferrovial en España o la China railway group, han logrado catapultarse como algunas de las compañías más rentables del planeta.

Este cometido se logra ofreciendo como principal producto la construcción de obras civiles viales, que tienen un impacto de transformación real en la vida de los ciudadanos y en las ideas de negocio de los países en los que construyen, logrando llevar desarrollo a los lugares que lo necesitan y manteniendo a la vanguardia a las naciones que quieren mantener su crecimiento económico constante (Deloitte 2019)⁷.

Por supuesto, en Colombia la situación no podría ser diferente, el progreso de las regiones va de la mano con la infraestructura vial, y aunque la construcción de túneles, viaductos y puentes no son un tema nuevo en el país, resulta innovador pensar en nuevas formas de construcción, que supongan cambios significativos en los procesos constructivos conocidos y que decanten en procesos industriales que eleven la capacidad productiva del país, como se ha dado en países del primer mundo.

Es conocido que, por convencionalidad, los puentes en el país se han hecho de concreto y acero, una combinación de materiales que, por sus capacidades físicas y producción abundante

⁷ Deloitte (2019) Global Powers Of Construction. España.

dentro del territorio nacional, ofrecen al constructor una alternativa inicialmente económica; cuyos procesos constructivos son altamente explotados en otros tipos de estructuras nacionales, requiriendo mano de obra menos especializada para su ejecución. El ingeniero Saul Reiner, en su trabajo “diseño y construcción eficientes en costo y plazo de puentes metálicos y mixtos” argumenta que:

Al pensar en factores como el peso total de la estructura, la capacidad de las cimentaciones o su dimensionamiento en suelos blandos, el comportamiento bajo terremotos, los tiempos de construcción y el costo a lo largo de la vida útil y el reemplazo de piezas, resulta mucho más económico a largo plazo la construcción de puentes al pensarlos como una estructura principalmente metálica. (pg 8)⁸

Los puentes que contemplan secciones de acero y concreto en su diseño son variados y cumplen con diversos propósitos. Hay diseños donde el puente consta de un armazón trapezoidal metálico gemelo fundido con concreto postensado, que se extiende desde el núcleo hasta la rodadura y sirve para soportar momentos más grandes y así generar estructuras con luces más largas y menos apoyos (Nakamura,2002)¹.

También hay casos donde la sección metálica se deja hueca y el concreto armado se limita a actuar como la plataforma de desplazamiento vehicular (o capa de rodadura), El comportamiento de estos modelos es más que aceptable, presentado fisuras del orden de los 2mm de ancho tras ensayos de fatiga de $2 \cdot 10^6$ ciclos y demostrando que pueden cargarse después de dicho ensayo hasta el momento en que su comportamiento cambie a plástico (Saul, 1998)⁸.

⁸ Saul, R. (1998) diseño y construcción eficientes en costo y plazo de puentes metálicos y mixtos. Alemania. Revista Ciencia y Técnica de la ingeniería civil.

Estos datos sugieren que el cambio de diseño de puentes de concreto a puentes de acero presentaría cambios significativos en diversas áreas de la construcción, pasando por procesos constructivos, costos de construcción y mantenimiento y capacitación del personal de instalación, entre otros, pero sin afectar la seguridad que deben garantizar.

Diversos estudios desarrollados durante los últimos años han intentado comparar la eficiencia de estos dos tipos de puentes en ambientes similares; comparando la complejidad constructiva que cada tipo pueda traer, o lo útiles que puedan resultar al momento de funcionar para el público en general. Además, debe resaltarse un aspecto predominantemente económico, que resulte en un beneficio para fábricas, organizaciones comerciales, industrias de la construcción e incluso universidades, que investigan soluciones constructivas cada vez más prácticas.

Un ejemplo de ello es el trabajo realizado por Barth, Michelson y Barker “Development and Experimental Validation of Composite Press Brake–Formed Modular Steel Tub Girders for Short-Span Bridges”¹ antes mencionado y realizado durante en el año 2015, donde reuniendo a un equipo de empresarios de la industria del acero y laboratorios universitarios de la West Virginia University, lograron desarrollar un modelo comparativo entre puentes en concreto y puentes en estructura tipo “pletina plegada”; que sugiere que construir un puente en los Estados Unidos con superestructura metálica presenta las mismas cualidades de un puente en concreto armado convencional, pero con el beneficio de presentar una menor inversión monetaria a lo largo del tiempo, siempre que el puente tenga luces inferiores a 20m.

Ahora bien, como ya se comentó, esta aseveración se hizo pensando en las condiciones del territorio estadounidense. Este tipo de estudios es prácticamente inexistente en Colombia y resulta interesante averiguar si los diseños que se pueden hacer en acero dentro del territorio nacional pueden competir con estructuras de concreto armado tradicional para este tipo de luces cortas.

El procedimiento que se debe realizar para crear el tipo de estructura planteado comienza con un predimensionamiento de la estructura en función de sus dimensiones generales, como lo son el ancho, la longitud y el espesor de la placa del puente, así como la esbeltez de sus elementos de apoyo, creando un bosquejo general del puente. Una vez determinados, se realiza un avalúo de cargas vivas y muertas actuantes por medio de software.

Dentro de las cargas que se deben aplicar al modelo, se encuentra la carga viva vehicular, que se debe entender como una carga dinámica, que no se encuentra aplicada de manera constante en la estructura, sino que varía en posición y velocidad en diferentes puntos de tiempo, tal como lo harían los vehículos en la realidad. el valor de esta carga se especifica en el capítulo 3.6.1.1 de la norma colombiana de puentes CCP14⁴.

Esto introduce un nuevo concepto, llamado líneas de influencia. En una presentación académica de la Escuela Técnica Superior de ingeniería de Bilbao (2013), se comparte lo siguiente:

Se define la línea de influencia de una reacción, un determinado esfuerzo o una determinada deformación, como la función que proporciona dicha reacción, esfuerzo o deformación, para las distintas posiciones de carga móvil a lo largo de la estructura, y para un valor unitario de dicha carga. Es decir, una línea de influencia es una curva cuya ordenada en un punto cualquiera proporciona el valor de la respuesta que queremos calcular, debido a una carga unidad en este punto⁹.

El proceso de análisis de este valor se automatiza al usar el programa SAP 2000, entregando directamente los resultantes de cortante, momento y deformaciones de las secciones previamente establecidas. Estos datos serán utilizados posteriormente en los diseños.

⁹ Escuela técnica superior de ingeniería de Bilbao. (2013). Líneas de influencia en estructuras isostáticas.

Luego de obtener los valores generados por software, se deben analizar según lo estipula la norma en la sección 3, las cuales deben afectarse por factores de mayoración de carga para obtener los momentos y cortantes de diseño.

Posteriormente, se debe evaluar cada tipo de puente de forma independiente, el código de puentes tiene secciones de diseño aparte para estructuras en concreto (sección 5) y acero (sección 6), cada una con sus particularidades, estas se evaluarán a profundidad en el diseño metodológico.

2. Capítulo 2 - Diseño metodológico

2.1. Criterios básicos

2.1.1. Materiales

A continuación, se muestran las características básicas de los materiales que se emplearan para el diseño de cada puente.

Concreto:	Normativa aplicada:
Esfuerzo a compresión del concreto:	
<ul style="list-style-type: none"> • F_c (Mpa) 28 	Recomendación mínima del CCP14, capítulo 5.4.2.1
Módulo de elasticidad del concreto:	
<ul style="list-style-type: none"> • E_c (Mpa) 25426.1 	Recuperado del CCP14 Ec. 5.4.2.4
Peso específico del concreto:	
<ul style="list-style-type: none"> • γ_c (kN/m³) 23.2 	Recuperado del CCP14 tabla 3.5.1-1
Relación de módulos de elasticidad:	
<ul style="list-style-type: none"> • $n = \frac{E_s}{E_c}$ 8 	
Acero de refuerzo (acero de refuerzo tipo A615, grado 60):	
Esfuerzo de fluencia del acero:	

- F_y (Mpa) 420 Recomendación mínima del
CCP14, capítulo 5.4.3.1

Esfuerzo de fluencia último del acero:

- F_u (Mpa) 520 Recomendación máxima del
CCP14, capítulo 5.4.3.1

Módulo de elasticidad del acero:

- E_s (Mpa) 200000 Recomendación del
CCP14, capítulo 5.4.3.2

Peso específico del acero:

- γ_s (kN/m³) 78,6

Acero estructural (acero tipo A709 grado 50W) definido en los estudios de Barth¹:

Esfuerzo de fluencia del acero:

- F_y (Mpa) 345 Recomendación mínima del
CCP14, tabla 6.4.1-1

Esfuerzo de fluencia último del acero:

- F_u (Mpa) 485 Recomendación máxima del
CCP14, tabla 6.4.1-1

Módulo de elasticidad del acero:

- E_s (Mpa) 200000 Recomendación del
CCP14, capítulo 6.4.1

Peso específico del acero:

- γ_s (kN/m³) 78,6

Asfalto bituminoso:

Peso específico del asfalto bituminoso

- γ_b (kN/m³) 22,5 Recomendación del
CCP14, tabla 3.5.1-1

Formaleta Metálica (metal deck):

Carga por metal deck

- M_d (kN/m²) 0,72 Valor recomendado en ejemplo
de diseño de la AASTHO¹⁰

¹⁰ Bridge construction specifications LFRD. 2001. AASTHO.

2.1.2. Casos de carga

Los componentes que se diseñarán deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum \eta_i Y_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Ecuación 1. Ecuación de estado límite (CCP14 sección 1.3.2.1-1).

Esta ecuación indica que debe haber un equilibrio de cargas, donde aquellas que actúen en la sección en estudio deben ser menores o iguales a la resistencia mayorada de la sección " R_r ", la cual es el resultado de multiplicar la resistencia nominal de la sección " R_n " por un factor de resistencia " ϕ ".

Las cargas que afectan la sección de estudio corresponden a " η_i ", " Y_i " y " Q_i ". La variable " Q_i " corresponde a la sollicitación que cada carga genera en la estructura, la cual se debe mayorar por un factor de carga " Y_i ".

Este último se define según el CCP14⁴, en la sección 3, en la tabla 3.4.1-1 "combinaciones y factores de carga" (remitirse a la tabla 2). En la que se evidencia que dicha variable asume diferentes valores dependiendo de la combinación que se esté analizando y del tipo de carga que afecta.

En la mencionada tabla, dicho valor se denomina como " Y_p " cuando afecta únicamente a las cargas permanentes. En este caso, la variable asume esta denominación ya que depende de los rangos establecidos en la tabla 3.4.1-2 "factores para cargas permanentes" que se muestra a continuación

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Componentes y Accesorios		1.25	0.90
<i>DC</i> : Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
<i>DD</i> : Fricción negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, Método λ	1.05	0.30
	Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
<i>DW</i> : Superficie de rodadura e instalaciones		1.50	0.65
<i>EH</i> : Presión horizontal de suelo			
• Activa		1.50	0.90
• En reposo		1.35	0.90
• <i>AEP</i> para muros anclados		1.35	N/A
<i>EL</i> : Tensiones residuales de Construcción		1.00	1.00
<i>EV</i> : Presión vertical de suelo			
• Estabilidad general		1.00	N/A
• Muros de Contención y Estribos		1.35	1.00
• Estructuras Rígidas Enterradas		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas			
○ Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugas Profundas		1.5	0.9
○ Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
○ Todas las demás		1.95	0.9
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo		1.50	0.75

Tabla 1. Tabla de factores de carga permanentes (CCP14 sección 3.4.1-2)

Como se puede observar, esta variable asume diferentes valores dependiendo del tipo de carga a la que vaya a afectar y a su vez, puede obtener valores máximos y mínimos; se recomienda hacer la evaluación para ambos casos, pero para efectos prácticos, este documento solo presenta el resultado del factor de carga máximo.

El valor de “ η ” está relacionado a la ductilidad, redundancia e importancia operacional de la estructura. Asimismo, determinarlo depende del caso del factor de carga evaluado en “ Y_i ”. Si este es el resultado del valor máximo, el cálculo corresponde a:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

Ecuación 2. Eta para valores de Y_i máximos (CCP14 sección 1.3.2.1-2).

En cambio, cuando se calcula por el valor mínimo se hace mediante la expresión:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1$$

Ecuación 3. Eta para valores de Y_i mínimos (1.3.2.1-3).

Donde:

$\eta_D =$ *factor relacionado a la ductilidad* Recomendado CCP14 sección 1.3.3

$\eta_R =$ *factor relacionado a la redundancia* Recomendado CCP14 sección 1.3.4

$\eta_I =$ *factor relacionado a la importancia* Recomendado CCP14 sección 1.3.5

Según lo estipulado en la norma estos valores corresponden a:

$\eta_D = 1$ para diseños convencionales

$\eta_R = 1$ para niveles convencionales de redundancia

$\eta_I = 1$ para puentes típicos

Con estas consideraciones en cuenta, el valor de " η_i " resulta igual a 1 para este caso y, en consecuencia, la ecuación 1 se puede entender como:

$$\sum Y_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Ecuación 4. Ecuación de estado limite simplificada.

2.1.3. Factores y combinaciones de carga

las combinaciones y factores de carga son definidas por la norma en el titulo 3, en la siguiente tabla:

Estado Limite de la Combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL ES CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WZ	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{TG}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II- Sólo LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 2. Tabla de combinaciones y factores de carga (CCP14 sección 3.4.1-1)

Donde la primera fila contiene las cargas que puede asumir “ Q_i ” y la primera columna muestra las combinaciones de carga. Estas se definen como la sollicitación total mayorada que la norma define en el titulo 3.4.1 como:

$$Q = \sum \eta_i Y_i Q_i$$

Ecuación 5. Determinación de la carga de diseño (CCP14 sección 3.4.1-1)

Como ya se estipuló, cada uno de los componentes de los puentes a diseñar deben satisfacer la ecuación 4 para las combinaciones aplicables de sollicitaciones extremas mayoradas como se especifica en cada uno de los estados límite que se muestran a continuación:

IM	Amplificación por carga dinámica
PL	Carga viva peatonal

Estas cargas se detallan en la norma como:

Carga peatonal (PL):

Se define según el artículo 3.6.1.6 del CCP14⁴ como una carga distribuida de 3.6 kN/m² para todo andén de más de 60cm.

Carga viva Vehicular (LL):

Este valor consiste en una combinación de camión o tándem de diseño y una carga de carril de diseño aplicados simultáneamente en el carril de diseño, siendo definido este último en el título 3.2 del CCP14⁴ como un carril hipotético de tráfico colocado transversalmente sobre la calzada.

El camión de diseño se define en el título 3.6.1.2.2 del CCP14⁴ con las siguientes configuraciones geométricas y de carga:

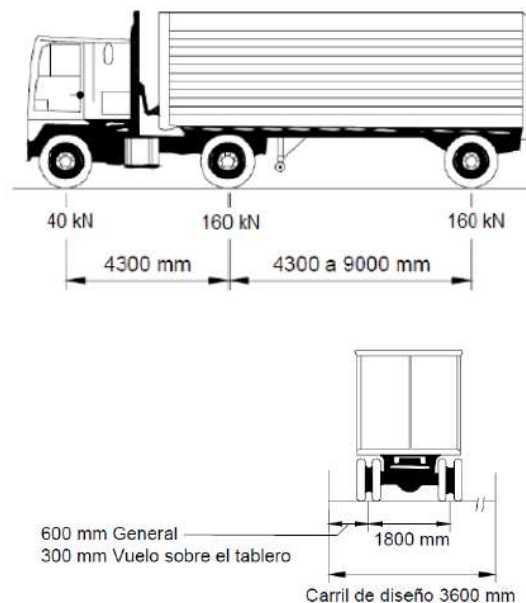


Imagen 1. Camión de diseño título (CCP14 sección 3.6.1.2.2)

Por otro lado, el tándem de diseño se define como un par de ejes, cada uno con 125 kN, que se separan 1,2m entre sí, con un espaciamiento entre ruedas de 1,8m.

Finalmente, el carril de diseño corresponde a una carga de 10,3 kN/m distribuido paralelamente al tráfico.

Amplificación por carga dinámica (IM):

Es un incremento que se aplica a la carga estática de rueda para tener en cuenta el impacto de la carga de esta en los vehículos en movimiento, se define en la tabla 3.6.2.1-1 del CCP14⁴ como un incremento del 33% de la combinación de la carga viva vehicular con la carga de diseño. Adicionalmente, se debe hacer un incremento del 15% si se estudia la fatiga y fractura.

Los momentos y cortantes debidos a carga viva se deben afectar adicionalmente por el factor de distribución correspondiente y el valor de presencia múltiple. Los cuales dependen del número de carriles que tenga. Esta consideración se evaluará a profundidad durante el diseño de la viga de concreto.

2.2. Diseño de estructura tipo viga-losa en concreto

El diseño de este tipo de estructura se basa en la siguiente sección transversal y esquema general:

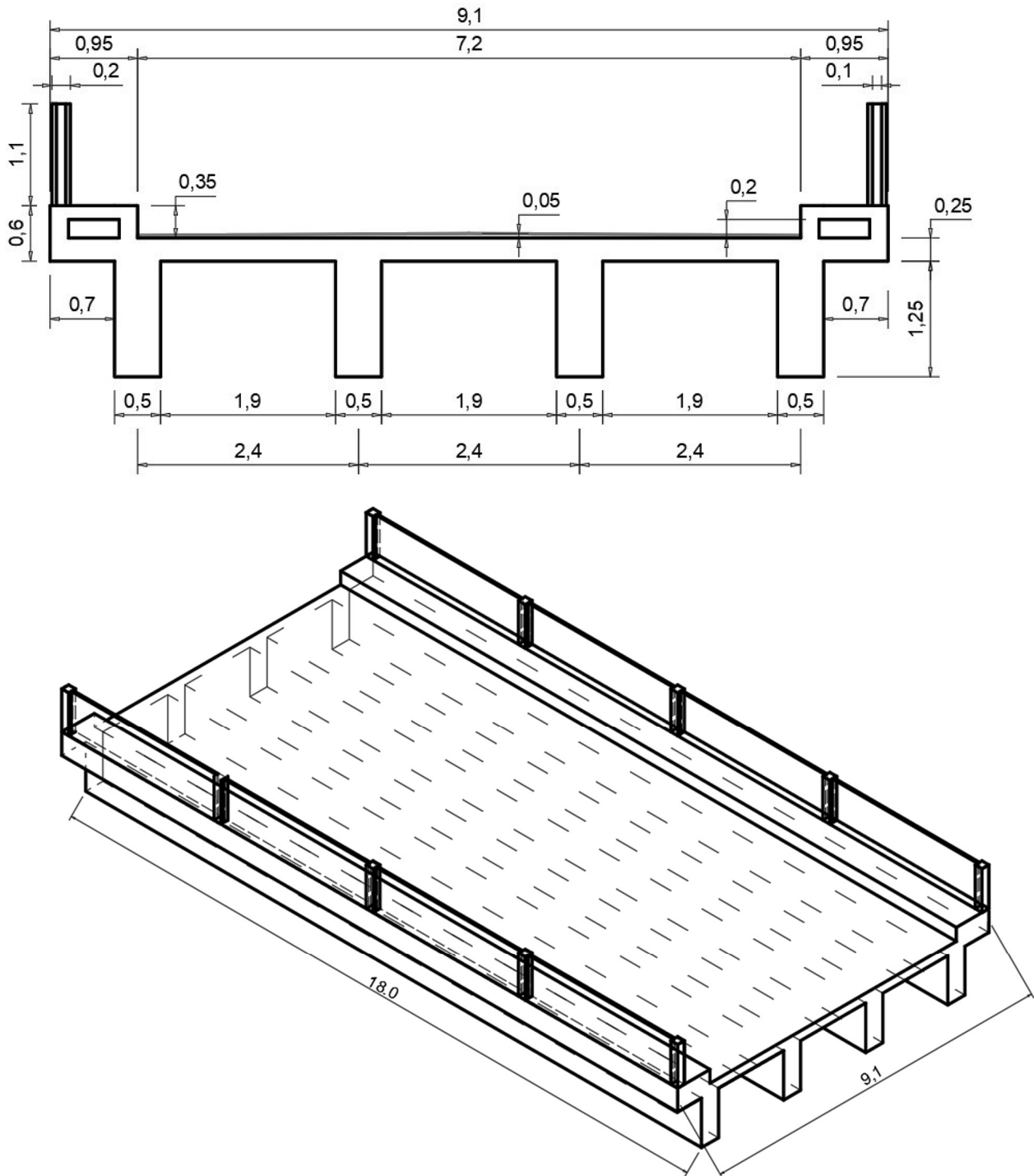


Imagen 2. Sección transversal y esquema general del puente tipo viga-losa de concreto

Esta se define tomando como referencia los planos suministrados por el ICCU del puente de la honda⁵; de estos se extraen dimensiones como el ancho total del puente, la longitud de los

senderos peatonales, la calzada y la elevación de una respecto a la otra, además de la altura de los barandales de seguridad para los peatones y la base de las vigas entre otros. La información pertinente a los planos del ICCU se encuentran como en los anexos 6-14 de este documento.

La luz del puente se establece como 18m, tal como se menciona desde los objetivos, esta longitud aplica para ambos tipos de puente.

Para hallar la distancia entre ejes de las vigas, se procede a usar el siguiente calculo:

$$S = \frac{L - (b * \#vigas)}{\#espacios}$$

Ecuación 6. Cálculo de separación entre vigas

Donde “L” corresponde al ancho total del puente, “b” a la base de las vigas y donde el número de espacios es 3. Como resultado, se tiene que:

$$S = 2.37m$$

Por lo tanto, se decide aproximar la distancia entre vigas a 2.40m. esta separación será la misma para el diseño de puente con vigas tipo pletina plegada de acero.

Las alturas de la placa y la viga se asumieron tomando como referencia la siguiente tabla:

Superestructura		Profundidad mínima (Incluyendo el tablero) Los valores pueden ajustarse para tener en cuenta cambios en rigidez relativa de secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Luces simplemente apoyadas	Luces continuas
Concreto Reforzado	Losas con refuerzo principal paralelo al tráfico	$\frac{1.2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0.070L	0.065L
	Vigas Cajón	0.060L	0.055L
	Vigas de estructuras para peatones	0.035L	0.033L
Concreto Preeforzado	Losas	0.030L > 165 mm	0.027L > 165 mm
	Vigas cajón vaciadas in situ	0.045L	0.040L
	Vigas I prefabricadas	0.045L	0.040L
	Vigas de estructuras para peatones	0.033L	0.030L
	Vigas cajón adyacentes	0.030L	0.025L
Acero	Profundidad total de vigas I compuestas	0.040L	0.032L
	Profundidad de porción de acero de viga I compuesta	0.033L	0.027L
	Cerchas	0.100L	0.100L

Tabla 3. Profundidades mínimas para superestructuras (CCP14 sección 2.5.2.6.3-1)

de esta información, se obtiene que:

$$ts = \frac{1.2 * (S + 3000)}{30} = 216mm$$

Ecuación 7. Cálculo de altura mínima de losa

$$h = 0.070 * L = 1.26m$$

Ecuación 8. Cálculo altura mínima de viga incluyendo el espesor de la losa

Para lo anterior se entiende L como la luz del puente, por criterio de los diseñadores, el espesor de losa se asume como 0.25m y la altura de la viga se toma como 1.25m sin contar la losa. Es importante mencionar que la sección transversal de la losa es la misma en ambos tipos de puente.

2.2.1. Tablero

2.2.1.1. Avalúo de Cargas Haciendo uso de la sección transversal de losa anteriormente

mostrada, se extraen las siguientes dimensiones geométricas:

Espesor de la losa (e)	0.25m	
Superficie de sacrificio (Ss)	0.015m	
Recubrimiento superior (Rs)	0.05m	CCP14 tabla 5.12.3-1
Recubrimiento inferior (Ri)	0.025m	CCP14 tabla 5.12.3-1
Espaciamiento entre ejes de vigas (Sv)	2.40m	
Ancho de la brida (Ab)	0.50m	
Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño (ds)	0.25m	CCP14 artículo 4.6.2.1.6
Espesor de la capa de rodadura (Eb)	0.05m	Tomado del ejemplo de diseño de la AASTHO ¹⁰

Con ellas, se puede determinar el momento por carga muerta, que se genera por el peso propio de la estructura, el espesor de la capa de rodadura, y la formaleta permanente (Metal deck) especificada en la sección de materiales.

Para el cálculo, se hace uso de la siguiente ecuación:

$$M = \frac{W * L^2}{12}$$

Ecuación 9. Ecuación de momento debida a una carga distribuida

Este análisis se hace por metro de longitud de la losa en sentido longitudinal, asimismo, el posterior diseño del concreto de la misma tendrá esta consideración en cuenta.

Momento por peso propio:

$$M_{pp} = \frac{(e * \gamma_c) * Sv^2}{12} = 2,78 \text{ kNm/m}$$

Momento por rodadura:

$$M_w = \frac{(Eb * \gamma b) * Sv^2}{12} = 0,54 \text{ kNm/m}$$

Momento por Metal Deck:

$$M_{md} = \frac{(Md) * Sv^2}{12} = 0,34 \text{ kNm/m}$$

Adicionalmente, se deben tener en cuenta las consideraciones que el CCP14⁴ en el apéndice A4 “tabla para diseño de losas de tablero” muestra para determinar los momentos de diseño para diferentes configuraciones de diseño de carga viva.

Este apéndice afirma que se usa el método de franja equivalente, el cual se aplica en losas de concreto apoyadas en vigas paralelas y cuyos valores incluyen de antemano los factores de presencia múltiple y amplificación por carga dinámica.

La norma en el artículo 4.6.2.1.6 estipula que estas franjas deben asumirse como vigas continuas o simplemente apoyadas y que la luz debe ser la distancia de centro a centro en los componentes de apoyo, donde estos son infinitamente rígidos. Cuando se investiguen los momentos negativos la sección de diseño se puede tomar como la cara del componente de soporte, como se puede ver ilustrado a continuación:

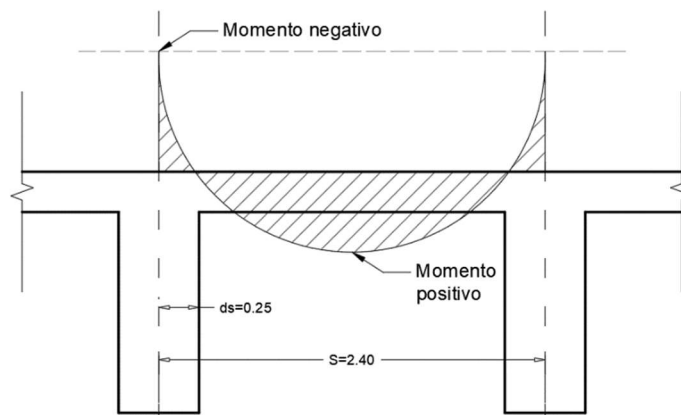


Imagen 3. Esquema de momentos obtenidos por la tabla 4.

S (mm)	Momento positivo	Momento negativo						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo (mm)						
		0	75	150	225	300	450	600
1300	21130	11720	10270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21010	14140	12210	10340	8940	7670	5960	5120
1500	21050	16320	14030	11720	9980	8240	5820	5250
1600	21190	18400	15780	13160	11030	8970	5910	4290
1700	21440	20140	17290	14450	12010	9710	6060	4510
1800	21790	21690	18660	15630	12930	10440	6270	4790
1900	22240	23050	19880	16710	13780	11130	6650	5130
2000	22780	24260	20960	17670	14550	11770	7030	5570
2100	23380	26780	23190	19580	16060	12870	7410	6080
2200	24040	27670	24020	20370	16740	13490	7360	6730
2300	24750	28450	24760	21070	17380	14570	9080	8050
2400	25500	29140	25420	21700	17980	15410	10870	9340
2500	26310	29720	25990	22250	18510	16050	12400	10630
2600	27220	30220	26740	22730	18980	16480	13660	11880
2700	28120	30680	26920	23170	19420	16760	14710	13110
2800	29020	31050	27300	23550	19990	17410	15540	14310
2900	29910	32490	28720	24940	21260	18410	16800	15480
3000	30800	34630	30790	26960	26120	19460	18030	16620
3100	31660	36630	32770	28890	23970	21150	19230	17780
3200	32500	38570	34670	30770	26880	22980	20380	18910
3300	33360	40440	36520	32600	28680	24770	21500	20010
3400	34210	42250	38340	34430	30520	26610	22600	21090
3500	35050	43970	40030	36090	32150	28210	23670	22130
3600	35870	45650	41700	37760	33810	29870	24700	23150
3700	36670	47250	43310	39370	35430	31490	25790	24140
3800	37450	48820	44880	40940	37010	33070	27080	25100
3900	38290	50320	46930	42460	38540	34600	28330	25550
4000	38970	51790	47870	43950	40030	36110	29570	26410
4100	39710	53790	49280	45370	41470	37570	30770	267850
4200	40420	54160	50670	46770	42880	38990	31960	28730
4300	41120	55880	52000	48130	44250	40380	33130	29570
4400	41800	57150	53290	49440	45580	41720	34250	30400
4500	42460	58420	54580	50740	46900	43060	35380	31290
4600	43110	59620	55800	51980	48160	44340	36700	32360

Tabla 4. Tabla de momentos positivos y negativos de carga viva (CCP14 A4)

Para usar la tabla 4, hace falta conocer la separación en mm entre ejes de los apoyos (2400mm) y la distancia desde el eje de viga hasta la sección de diseño (250mm). Con estos datos de entrada se obtienen momentos positivos y negativos. En el caso de que este último no sea exacto, la norma permite hacer una interpolación lineal para obtener el dato.

En este caso, los datos que se obtienen son:

Momento positivo carga viva (Ml+) = 25550 N mm/mm

Momento negativo carga viva con interpolación (Ml-) = 17123,33 N mm/mm

Resumiendo, los valores que aparecen en la tabla 2, se obtienen los siguientes factores de carga para las combinaciones que se van a usar:

		Combinaciones de Carga			
		DC	DW	LL	IM
Resistencia 1	Max	1,25	1,50	1,75	1,75
	Min	0,90	0,65	1,75	1,75
Servicio 1	Max	1,00	1,00	1,00	1,00
	Min	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabla 5. Tabla de combinaciones y factores de carga para diseño de losa en concreto

Con estos datos se procede a determinar los momentos de diseño usando la ecuación 5:

Momentos de diseño por combinación “Servicio 1”

$$M_{+(servicio)} = (1 * M_{pp}) + (1 * M_w) + (1 * M_{md}) + (1 * M_{l+})$$

$$M_{+(servicio)} = 29.17 \text{ kNm/m}$$

$$M_{-(servicio)} = (1 * M_{pp}) + (1 * M_w) + (1 * M_{md}) + (1 * M_{l-})$$

$$M_{-(servicio)} = 20.79 \text{ kNm/m}$$

Momentos de diseño por combinación “Resistencia 1”

$$M_{+(diseño)} = (1.75 * M_{l+}) + (1.25 * M_{pp}) + (1.25 * M_{md}) + (1.5 * M_w)$$

$$M_{+(diseño)} = 49.35 \text{ kNm/m}$$

$$M_{-(diseño)} = (1.75 * M_{l-}) + (1.25 * M_{pp}) + (1.25 * M_{md}) + (1.5 * M_w)$$

$$M_{-(diseño)} = 34.69 \text{ kNm/m}$$

Con estos datos se procede a diseñar la losa.

2.2.1.2 Diseño de la losa de concreto

2.2.1.2.1 Diseño a flexión por momento positivo. Este diseño requiere de las siguientes consideraciones previas:

Refuerzo superior de la losa:	barra #5	criterio de diseñador
Refuerzo inferior de la losa:	barra #5	criterio de diseñador

Adicionalmente se necesitan los siguientes valores para el diseño:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } F'c \leq 28\text{MPa}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{F'c - 28}{7} \text{ si } F'c > 28\text{MPa}$$

Ecuación 10. Ecuación de β_1 , CCP14 5.7.2.2

$\phi_f = 0.9$ (sección de concreto reforzado controlado por fracción CCP14 5.5.4.2.1)

Estos datos permiten realizar el diseño de concreto:

Inicialmente se usa la siguiente ecuación para obtener un área de acero requerida por el momento actuante

$$momento\ resistente + (\phi Mn) = \Phi * \rho * b * (d^2) * Fy * (1 - 0.59 * \rho * \left(\frac{Fy}{f'c}\right))$$

Ecuación 11. Ecuación de momento resistente

La ecuación requiere de un valor “d”, que se define como la distancia entre la fibra externa opuesta al refuerzo y el eje del mismo. Matemáticamente, corresponde a:

$$d = h - (Rs) - \frac{diametro\ barra}{2}$$

$$d = h - (Ri) - \frac{diametro\ barra}{2} = 0,20$$

Ecuación 12. “d” para refuerzo inferior y superior respectivamente

Asimismo, la ecuación 11 requiere de ρ , para obtenerlo se deben calcular 3 valores de sí mismo, un ρ mínimo, uno máximo y uno de diseño.

$$\rho_{\text{mínimo}} = \text{el mayor entre } \frac{\sqrt{f'c}}{4F_y} \text{ o } \frac{1.4}{F_y} = 3.33 * 10^{-3}$$

Ecuación 13. Ecuación de ρ mínimo

$$\rho_{\text{máximo}} = \beta_1 * 0.319 * \frac{f'c}{F_y} = 18.3 * 10^{-3}$$

Ecuación 14. Ecuación de ρ máximo

Adicionalmente, de la ecuación 11 se despeja esta variable, generando una ecuación cuadrática, que al resolverse da como resultado que:

$$\rho_{\text{calculado}} = 3.29 * 10^{-3}$$

Posteriormente, se escoge el ρ como el mayor entre el ρ_{min} y ρ_{calc} (por lo tanto, $\rho_{\text{dis}} = \rho_{\text{min}}$).

Luego de esto, se determina el área de acero requerida, con la siguiente ecuación:

$$A_s = \rho * b * d$$

Ecuación 15. Cálculo de área de acero

Con esta ecuación, se encuentra que dicha área es de 673.50mm^2 de acero por metro lineal, esta se debe suplir con la cantidad suficiente de barras referenciadas al inicio de este numeral.

Se encontró que con 4 barras #5, separadas entre sí 0.23m por cada metro, se obtiene un área de 796mm^2 , la cual supera con creces el área requerida.

Con este dato, se hace posible calcular el escenario real de usar esta configuración de barras. Por lo tanto, se procede a determinar el momento resistente utilizando la ecuación de la sección 5.7.3.2 del CCP14⁴, la cual se estipula como:

$$Mn = As * Fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Ecuación 16. Momento nominal simplificada CCP14 5.7.3.2

Como se observa, la ecuación requiere determinar el valor “a”, que se entiende como:

$$a = c * \beta_1$$

Ecuación 17. Valor de a CCP14 5.7.3.2

Y a su vez, c es igual a:

$$c = \frac{As * Fy}{0.85 * f'c * \beta_1 * b}$$

Ecuación 18. Valor de c CCP14 5.7.3.2

al reemplazar, se obtiene que $c = 1.65 * 10^{-2}$, $a = 1.40 * 10^{-2}$ y, en consecuencia, el momento nominal de la sección diseñada es:

$$Mn = 62.20 \text{ kNm}$$

Debido a la norma, se entiende al momento resistente como la multiplicación entre el momento nominal por Φ , por lo tanto, el momento resistente = 58.68 kNm

El diseño de estos elementos, según la normativa aplicada no considera ningún límite de refuerzo máximo para sus elementos controlados por tracción o compresión, tal como se sugiere en el título 5.7.3.3.1. donde se evidencia que no hay disposiciones para calcular un refuerzo máximo.

La norma también permite realizar una verificación de la distribución del refuerzo, evitando que la falta de este agriete la sección, se puede encontrar en la sección 5.7.3.4.

Esta verificación se hace considerando que la separación del refuerzo que esté más cerca a la cara a tracción cumpla con lo siguiente:

$$s \leq \frac{123000 * \gamma_e}{\beta_s * F_{ss}} - 2dc$$

Ecuación 19. Ecuación de separación máxima del refuerzo

En la cual:

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7(h - dc)}$$

Ecuación 20. Ecuación de β_s

Donde:

- | | |
|--------------------------------------|---|
| Factor de exposición (γ_e): | Puede tomar valores como:
1,00 en condiciones de exposición clase 1
0,75 en condiciones de exposición clase 2 |
| Espesor de recubrimiento (dc): | Medido desde la fibra externa de tracción hasta el centro de refuerzo de flexión más cercano |
| Esfuerzo de tracción (F_{ss}): | En el acero de refuerzo en el estado límite de servicio |
| Profundidad del elemento (h) | |

Se empieza por obtener el valor de esfuerzo F_{ss} , el cual se determina mediante la siguiente ecuación:

$$F_{ss} = \frac{M + (servicio) * Y}{I_t}$$

Ecuación 21. Ecuación de F_{ss}

Donde:

- Momento por estado límite de servicio 1 ($M + servicio$)
- Distancia del eje neutro de la sección al centro de gravedad del acero (Y)
- Inercia de la sección transformada (I_t)

Para determinar “Y” es necesario encontrar la altura al eje neutro de los esfuerzos “kd” donde el factor k depende de la relación de módulos de elasticidad “n” y “p”.

“k” se determina de la siguiente manera

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

Ecuación 22. Ecuación de k

Obteniendo que $k = 0,22$

Por lo tanto:

$$Y = d - kd$$

Ecuación 23. Ecuación de Y

Encontrando que $Y = 0,16m$

La inercia necesita de la siguiente consideración

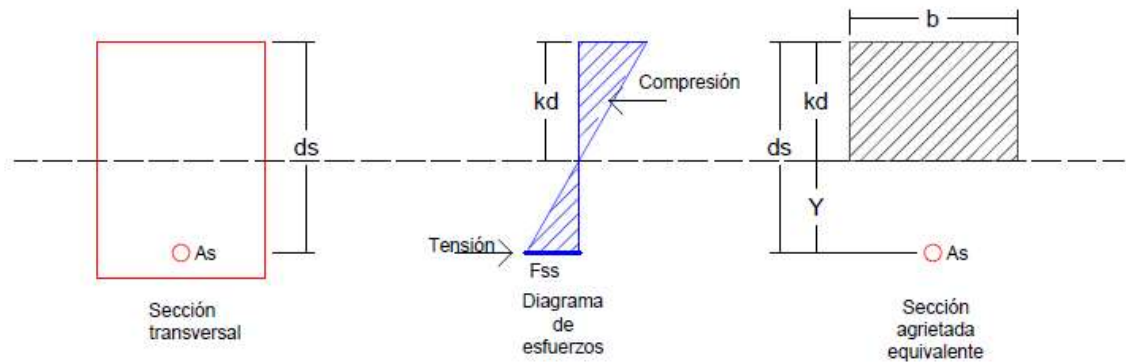


Imagen 4. Gráfico explicativo para la obtención de la inercia

En este gráfico se puede observar una sección transversal con su respectivo diagrama de esfuerzos, que se asume como totalmente agrietada. La inercia de esta sección se determina con la ecuación de sección transformada, de la siguiente manera:

$$I_t = I_c + A_c * kd^2 + I_s + A_s * Y^2$$

Esta ecuación se puede describir como

$$I_t = \frac{(b * kd^3)}{12} + (b * kd) \left(\frac{kd}{2}\right)^2 + n * A_s * Y^2$$

No obstante, al considerar que la inercia del acero es despreciable y a su vez, la sección de acero se convierte en una sección de concreto agregando el factor n.

La ecuación anterior se puede simplificar, quedando:

$$I_t = \frac{(b * kd^3)}{3} + n * A_s * Y^2$$

Ecuación 24. Inercia de sección transformada simplificada

Reemplazando datos en esta ecuación obtenemos que $I_t = 1.87 * 10^{-4} m^4$

Con esta información, se puede obtener Fss, con la siguiente variación en su ecuación:

$$F_{ss} = \frac{n * M + (servicio) * Y}{I_t}$$

Ecuación 25. Ecuación de Fss simplificada

Esta variación se debe a que la sección analizada esta transformada a concreto y se requiere determinar un esfuerzo en el acero. Al reemplazarlo se obtiene que $F_{ss} = 195.82 MPa$

Luego se procede a calcular el valor de dc, de la siguiente manera:

$$d_c = R_i + \frac{\text{diametro de barra}}{2}$$

Ecuación 26. Espesor de recubrimiento

Encontrando que:

$$d_c = 0.03m$$

Y con este valor se procede a determinar el valor de $\beta_s = 1.22$

Finalmente, y tras determinar el valor de “ γ_e ” como 0,75 se procede a calcular la separación máxima, encontrando que $S_{max} = 0.32m$. esto quiere decir que la separación que se encontró para el diseño de la losa cumple este requerimiento.

2.2.1.2.2. Diseño a flexión por momento negativo

Haciendo uso del mismo procedimiento establecido hasta el momento, se procede a hacer el diseño de momento negativo de la losa. Encontrando que 4 barras #5 separadas cada 0.23m por

metro de longitud, resisten un momento de 51.16kNm, el cual supera el momento actuante de 34.69kNm.

Adicionalmente se realiza el correspondiente chequeo de agrietamiento, encontrando que la separación máxima es de 0.29m, lo cual indica que la separación usada en este caso aplica y cumple este chequeo.

Con los cálculos realizados, se puede crear un despiece que refleje lo anteriormente explicado, el cual se puede encontrar como los anexos número 2 y 4.

2.2.2. *Diseño viga interior*

2.2.2.1. Avalúo de cargas. Teniendo en cuenta la sección mostrada en la imagen 2 se procede a determinar las cargas propias de este diseño.

El avalúo de cargas se realiza de la misma manera ya expuesta y se encuentra que:

- DC = Sumatoria de las cargas muertas presentes.

peso de bordillo (Pb) = 5.34 kN/m

peso de baranda (PB) = 0.16 kN/m

peso propio de viga (Ppio) = 15.00 kN/m

peso de la losa aferente (Pa) = 14.90 kN/m

peso del metal Deck (Pmd) = 6.54 kN/m

$$DC = \frac{pb}{2} + \frac{PB}{2} + Ppio + Pa + \frac{Pmd}{4}$$

Ecuación 27. Determinación de carga peso propio

Obteniendo que:

$$DC = 33.78 \text{ kN/m}$$

Peso propio de capa de rodadura:

$$DW = \gamma b * Af * \text{Espesor capa de rodadura}$$

Ecuación 28. Determinación de carga debido a capa de rodadura

obteniendo que

$$DW = 2.70 \text{ kN/m}$$

PL = Carga peatonal.

$$DW = 3.60 * Af$$

Ecuación 29. Determinación de carga debido a capa de rodadura

Obteniendo que

$$PL = 1.71 \text{ kN/m}$$

- LL = carga viva.

Cabe resaltar que las cargas debidas a la capa de rodadura (DW), peatonales (PL) y vivas (LL) son exactamente iguales en ambos diseños de vigas, debido a que se asume que la aferencia de estas es la misma.

Con estos valores se procede a realizar el modelado del elemento en el software SAP200 como se evidencia en el anexo 15, del cual se obtienen los valores de deformación, cortante y momentos; estos últimos se obtuvieron al dividir la sección en 10 partes, con el fin de lograr un análisis más detallado en el desarrollo de la viga. Los momentos y cortantes obtenidos son los siguientes (es necesario aclarar que los momentos que se presentan a continuación únicamente son positivos, debido a que la viga se modela como un elemento simplemente apoyado y, en consecuencia, no presenta momentos negativos):

T-1	Momento por carga viva			Momento por carga muerta		
	M LL	0.000	kNm	M DC	0.00	kNm
	M PL	0.000	kNm	M DW	0.00	kNm
T-2	Momento por carga viva			Momento por carga muerta		
	M LL	536.13	kNm	M DC	492.51	kNm
	M PL	24.93	kNm	M DW	39.37	kNm
T-3	Momento por carga viva			Momento por carga muerta		
	M LL	909.28	kNm	M DC	875.58	kNm
	M PL	44.32	kNm	M DW	69.98	kNm
T-4	Momento por carga viva			Momento por carga muerta		
	M LL	1401.53	kNm	M DC	1149.20	kNm
	M PL	58.17	kNm	M DW	91.85	kNm
T-5	Momento por carga viva			Momento por carga muerta		
	M LL	1542.81	kNm	M DC	1313.37	kNm
	M PL	66.48	kNm	M DW	104.98	kNm
T-6	Momento por carga viva			Momento por carga muerta		
	M LL	1607.13	kNm	M DC	1368.09	kNm
	M PL	69.26	kNm	M DW	109.35	kNm
T-7	Momento por carga viva			Momento por carga muerta		
	M LL	1542.81	kNm	M DC	1313.37	kNm
	M PL	66.48	kNm	M DW	104.98	kNm
T-8	Momento por carga viva			Momento por carga muerta		
	M LL	1401.53	kNm	M DC	1149.20	kNm
	M PL	58.17	kNm	M DW	91.85	kNm
T-9	Momento por carga viva			Momento por carga muerta		
	M LL	909.28	kNm	M DC	875.58	kNm
	M PL	44.32	kNm	M DW	69.98	kNm
T-10	Momento por carga viva			Momento por carga muerta		
	M LL	536.13	kNm	M DC	492.51	kNm
	M PL	24.93	kNm	M DW	39.37	kNm
T-11	Momento por carga viva			Momento por carga muerta		
	M LL	0.00	kNm	M DC	0.00	kNm
	M PL	0.00	kNm	M DW	0.00	kNm

Tabla 6. Momentos obtenidos para cada tramo analizado.

T-1	Cortante por carga viva			Cortante por carga muerta		
	V LL	343.118	kN	V DC	304.02	kN
	V PL	15.39	kN	V DW	24.30	kN
T-2	Cortante por carga viva			Cortante por carga muerta		
	V LL	288.578	kN	V DC	243.22	kN
	V PL	12.312	kN	V DW	19.44	kN
T-3	Cortante por carga viva			Cortante por carga muerta		
	V LL	234.037	kN	V DC	182.41	kN
	V PL	9.234	kN	V DW	14.58	kN
T-4	Cortante por carga viva			Cortante por carga muerta		
	V LL	231.722	kN	V DC	121.61	kN
	V PL	6.156	kN	V DW	9.72	kN
T-5	Cortante por carga viva			Cortante por carga muerta		
	V LL	177.181	kN	V DC	60.80	kN
	V PL	3.078	kN	V DW	4.86	kN
T-6	Cortante por carga viva			Cortante por carga muerta		
	V LL	122.647	kN	V DC	0.00	kN
	V PL	6.821E-13	kN	V DW	0.00	kN
T-7	Cortante por carga viva			Cortante por carga muerta		
	V LL	177.181	kN	V DC	60.80	kN
	V PL	3.078	kN	V DW	4.86	kN
T-8	Cortante por carga viva			Cortante por carga muerta		
	V LL	231.722	kN	V DC	121.61	kN
	V PL	6.156	kN	V DW	9.72	kN
T-9	Cortante por carga viva			Cortante por carga muerta		
	V LL	234.037	kN	V DC	182.41	kN
	V PL	9.234	kN	V DW	14.58	kN
T-10	Cortante por carga viva			Cortante por carga muerta		
	V LL	288.578	kN	V DC	243.22	kN
	V PL	12.312	kN	V DW	19.44	kN
T-11	Cortante por carga viva			Cortante por carga muerta		
	V LL	343.118	kN	V DC	304.02	kN
	V PL	15.39	kN	V DW	24.30	kN

Tabla 7. Momentos y Cortantes obtenidos para cada tramo analizado.

2.2.2.1.1. Determinación de momentos y cortantes de Diseño. Como se explicó con anterioridad, los valores de carga viva previamente mostrados deben ser afectados por el valor de presencia múltiple y el factor de distribución, quienes dependen a su vez del número de carriles de diseño. El número de carriles de diseño se define en la sección 3.6.1.1.1 del CCP14⁴, como la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de la calzada en milímetros.

Como se puede observar en la imagen 2, este valor corresponde a 3.6 metros y, por lo tanto, el número de carriles de diseño equivale a 1. No obstante, dicha sección establece que, si los carriles de tráfico son menores o iguales a 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño corresponderá a la cantidad de carriles de tráfico, implicando que se deben realizar las combinaciones de diseño, cuando haya 1 y 2 carriles de diseño.

Con esto en cuenta, el CCP14⁴ en la sección 3.6.1.1.2 dicta que el factor de presencia múltiple de carga viva adquiere valores de “1.2” y “1”, cuando hay 1 y 2 carriles cargados respectivamente. Para la determinación del factor de distribución se requiere identificar con antelación el tipo de estructura que se está diseñando. Esta información se encuentra en la tabla 4.6.2.2.1-1 “Superestructuras comunes” en la que se define esta sección transversal como tipo (e) “viga T de concreto monolítico fundida in situ”. Esta información permite redirigirse a la tabla 4.6.2.2b-1 “distribución de cargas vivas para momentos en vigas interiores” en la cual se definen las ecuaciones para la determinación del factor de distribución de la siguiente manera:

$$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

Ecuación 30. Factor de distribución para un carril cargado

$$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

Ecuación 31. Factor de distribución para dos carriles cargados

Estas ecuaciones a su vez se rigen por:

$$\begin{aligned} 1100 &\leq S \leq 4900 \\ 110 &\leq t_s \leq 300 \\ 6000 &\leq L \leq 73000 \\ N_b &\geq 4 \\ 4.1623 \times 10^9 &\leq K_g \leq 2.9136 \times 10^{12} \end{aligned}$$

Donde:

S= aiferencia

L= luz total del puente

ts = espesor losa

Kg= factor de rigidez

Este último se define como:

$$K_g = n(I + Ae_g^2)$$

Ecuación 32. Valor de Kg

Donde:

n = relación de módulos de elasticidad entre el tablero y la viga

I = inercia de la sección de la viga

e_g= distancia entre centros de gravedad de la viga y el tablero

A= área de la viga

Para la cual:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

Ecuación 33. Inercia de una sección rectangular.

$$e_g = (h + t_s) - \left(\frac{t_s}{2}\right) - \left(\frac{h}{2}\right)$$

Ecuación 34. distancia entre centros de gravedad de la viga y el tablero.

Donde h es la altura de la viga sin tener en cuenta el espesor de la losa.

Con lo anterior, se obtiene que:

$$I = 1.41 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$e_g = 625 \text{ mm}$$

$$A = 7.50 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Con estos datos se logra determinar el valor de K_g :

$$K_g = 4.34 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Reemplazando los valores en las ecuaciones 30 y 31 se encuentra que:

$$fd_1 = 0.51$$

Factor de distribución para un carril de diseño.

$$fd_2 = 0.70$$

Factor de distribución para dos carriles de diseño.

Con estos factores ya definidos, se procede a calcular los momentos y cortantes de diseño, teniendo en cuenta lo mencionado en la tabla 5 y empleado la ecuación 5. A manera de explicación, se solucionarán estas ecuaciones con los valores de momento del tramo 6, en el que se encontró el momento máximo actuante.

$$Q = DC + DW + LL * fd_1 * 1.33 * 1.2 + PL$$

Ecuación 35. Combinación de servicio para un carril de diseño

$$Ms_1 = 2859.54 \text{ kNm}$$

$$Q = DC + DW + LL * fd_2 * 1.33 * 1 + PL$$

Ecuación 36. Combinación de servicio para dos carriles de diseño

$$Ms_2 = 3038.62 \text{ kNm}$$

$$Q = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.75 * LL * fd_1 * 1.33 * 1.2 + 1.75 * PL$$

Ecuación 37. Combinación de diseño para un carril de diseño

$$Md_1 = 4292.80 \text{ kNm}$$

$$Q = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.75 * LL * fd_2 * 1.33 * 1 + 1.75 * PL$$

Ecuación 38. Combinación de diseño para dos carriles de diseño

$$Md_2 = 4606.20 \text{ kNm}$$

Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO				Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS			
M+	0.00	kN.m	M+	0.00	kN.m		M+	0.00	kN.m/m		M+	0.00	kN.m/m
M-		kN.m	M-		kN.m		M-		kN.m/m		M-		kN.m/m
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO				Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS			
M+	1054.50	kN.m	M+	994.76	kN.m		M+	1484.74	kN.m/m		M+	1589.28	kN.m/m
M-		kN.m	M-		kN.m		M-		kN.m/m		M-		kN.m/m
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO				Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS			
M+	1833.98	kN.m	M+	1732.66	kN.m		M+	2576.87	kN.m/m		M+	2754.18	kN.m/m
M-		kN.m	M-		kN.m		M-		kN.m/m		M-		kN.m/m
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO				Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS			
M+	2600.28	kN.m	M+	2444.11	kN.m		M+	3679.64	kN.m/m		M+	3952.94	kN.m/m
M-		kN.m	M-		kN.m		M-		kN.m/m		M-		kN.m/m
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO				Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS			
M+	2917.04	kN.m	M+	2745.13	kN.m		M+	4121.04	kN.m/m		M+	4421.89	kN.m/m
M-		kN.m	M-		kN.m		M-		kN.m/m		M-		kN.m/m
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO				Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS			
M+	3038.62	kN.m	M+	2859.54	kN.m		M+	4292.80	kN.m/m		M+	4606.20	kN.m/m
M-		kN.m	M-		kN.m		M-		kN.m/m		M-		kN.m/m
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO				Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS			
M+	2917.04	kN.m	M+	2745.13	kN.m		M+	4121.04	kN.m/m		M+	4421.89	kN.m/m
M-		kN.m	M-		kN.m		M-		kN.m/m		M-		kN.m/m
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO				Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS			
M+	2600.28	kN.m	M+	2444.11	kN.m		M+	3679.64	kN.m/m		M+	3952.94	kN.m/m
M-		kN.m	M-		kN.m		M-		kN.m/m		M-		kN.m/m
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO				Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS			
M+	1833.98	kN.m	M+	1732.66	kN.m		M+	2576.87	kN.m/m		M+	2754.18	kN.m/m
M-		kN.m	M-		kN.m		M-		kN.m/m		M-		kN.m/m
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO				Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS			
M+	1054.50	kN.m	M+	994.76	kN.m		M+	1484.74	kN.m/m		M+	1589.28	kN.m/m
M-		kN.m	M-		kN.m		M-		kN.m/m		M-		kN.m/m
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO				Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS			
M+	0.00	kN.m	M+	0.00	kN.m		M+	0.00	kN.m/m		M+	0.00	kN.m/m
M-		kN.m	M-		kN.m		M-		kN.m/m		M-		kN.m/m

Tabla 8. Momentos de servicio 1 y resistencia 1 para cada tramo.

De la misma manera en la que se obtuvieron los momentos, se procede a hallar los cortantes, los cuales corresponden a:

Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO			Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS		
V	662.23	kN	V	624.00	kN	V	933.91	kN	V	1000.82	kN
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO			Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS		
V	542.86	kN	V	510.70	kN	V	767.26	kN	V	823.54	kN
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO			Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS		
V	423.49	kN	V	397.41	kN	V	600.61	kN	V	646.25	kN
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO			Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS		
V	352.59	kN	V	326.77	kN	V	508.62	kN	V	553.81	kN
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO			Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS		
V	233.22	kN	V	213.48	kN	V	341.97	kN	V	376.52	kN
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO			Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS		
V	113.86	kN	V	100.19	kN	V	175.33	kN	V	199.25	kN
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO			Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS		
V	233.22	kN	V	213.48	kN	V	341.97	kN	V	376.52	kN
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO			Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS		
V	352.59	kN	V	326.77	kN	V	508.62	kN	V	553.81	kN
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO			Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS		
V	423.49	kN	V	397.41	kN	V	600.61	kN	V	646.25	kN
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO			Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS		
V	542.86	kN	V	510.70	kN	V	767.26	kN	V	823.54	kN
Estado limite de Servicio 1 dos carriles			Estado limite de Servicio 1 un carril			Estado limite de Resistencia 1, 1 CARRIL CARGADO			Estado limite de Resistencia 1 2 CARRILES CARGADOS		
V	662.23	kN	V	624.00	kN	V	933.91	kN	V	1000.82	kN

tabla 9. Cortantes de servicio 1 y resistencia 1 para cada tramo

2.2.2.2. Diseño de concreto de viga interna

2.2.2.2.1. Diseño a flexión por momento positivo. Como se explicó en el apartado anterior, el momento máximo encontrado a lo largo del desarrollo de la viga es el que se usará para el diseño; asimismo, se debe aclarar que el proceso de diseño es igual al ya expuesto para la losa, por ende, se inicia por definir un diámetro de acero de refuerzo, se opta por barra #8, dado que este corresponde al diámetro comercial más grande, lo que ayudará a suplir el momento solicitado con la menor cantidad de barras posible. Adicionalmente, se aclara que los valores de β_1 y ϕ_f corresponden a los mismos ya definidos y aplican tanto para el diseño de momento positivo como negativo.

Con esto en cuenta, se procede a determinar “d”; para hacerlo, se recurre a la tabla 5.12.3-1 “recubrimiento para armaduras principales” del CCP14⁴, donde se define el recubrimiento mínimo como 40mm, siendo este el recubrimiento que se implementa; con este dato, junto a la consideración de 1.50cm de superficie de sacrificio (siendo este un recubrimiento en la parte superior de la viga expuesto al desgaste y a las reparaciones de la capa asfáltica), así como la sección de la viga de 0.5m x 1.5m evidenciado en la imagen 2 y haciendo uso de la ecuación 11, se encuentra que $d = 1.43m$

Luego, se procede a hacer el diseño de la manera ya expuesta. Se inicia por determinar ρ mediante las ecuaciones 13 y 14; además del despeje de la ecuación 11.

Se encuentra que:

$$\rho_{\text{minimo}} = 3.33 * 10^{-3}$$

$$\rho_{\text{máximo}} = 1.81 * 10^{-2}$$

$$\rho_{\text{calculado}} = 1.35 * 10^{-2}$$

Tomando el “ ρ calculado” para determinar el acero requerido para la losa.

Al usar la ecuación 15 para continuar con el diseño, se encuentra que el área requerida de acero corresponde a $A_s = 9661.26 \text{ mm}^2$, lo cual corresponde a 21 barras #8.

Estas barras se reparten a lo largo de 3 filas de 7 barras cada una; este hecho cambia la ubicación del centro de gravedad general del refuerzo, quedando este a 0.11m por encima de la cara inferior de la viga. Esto implica que el valor de “d” cambia a 1.38m y a su vez, el “ ρ calculado” cambia a 1.56×10^{-2} .

Lo anterior se ilustra a continuación. Como se puede observar, agregar filas extra de refuerzo cambia el centro de masa del acero, modificando los valores de “d” y el de “ ρ ” en consecuencia.

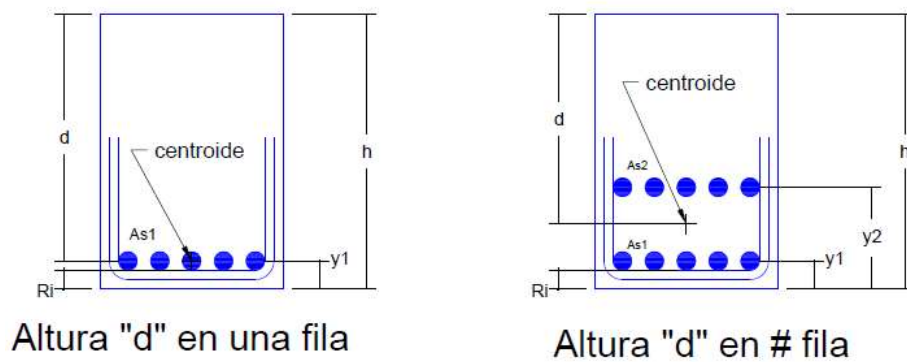


Imagen 5. Detalle de distribución de acero en # filas

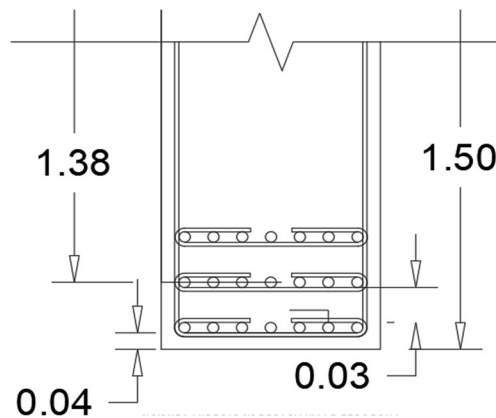


Imagen 6. Detalle de distribución de acero final.

Para determinar el momento resistente que surge con esta configuración de acero, se acude a las ecuaciones 16, 17 y 18; encontrando que:

$$c = 0.44$$

$$a = 0.38$$

$$Mn = 5343.41 \text{ kNm}$$

En consecuencia y tras afectar el momento nominal por phi, el momento resistente = 4809.07 kNm

Posteriormente, se hace la verificación del chequeo por agrietamiento, los datos que se obtienen son:

Para la ecuación 22, $k = 0.39$

Para la ecuación 24, $I_t = 4.59 * 10^{-2} m^4$

Para la ecuación 25, $F_{ss} = 222.40 \text{ Mpa}$

Para la ecuación 26, $d_c = 0.05m$

Para la ecuación 20, $\beta_s = 1.05$

Con un factor de exposición (γ_e) de 0.75, se obtiene una separación máxima $S_{max} = 0.29m$. considerando que las barras seleccionadas están separadas entre si solo 0.05m, se da por cumplido este requisito.

2.2.2.2.2. Diseño a flexión por momento negativo. Dado que la viga de concreto se modeló simplemente apoyada, carece de momentos negativos de diseño, el código permite determinar un momento de diseño gracias a un proceso especificado en la sección 5.7.3.3.2, la cual establece que el momento negativo de diseño debe ser el mínimo entre:

$$- \quad M_{cr} = 1.33 * M_{d2}$$

$$- \quad M_{cr} = \gamma_3((\gamma_1 * Fr + \gamma_2 * F_{cpe}) * \gamma_1 * S_c - M_{dnc}(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1))$$

Ecuación 39. Determinaciones de M_{cr}

Donde:

$$Fr = 0.62 * \sqrt{f'c}$$

Ecuación 40. Determinación de Fr (CCP14 5.4.2.6)

$$Fr = 3.281$$

F_{cpe} = esfuerzo de compresión en el concreto por fuerzas de preesfuerzo en las fibras extremas de la sección donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas (MPa) = 28 MPa

M_{dnc} = momento total no mayorado de carga muerta que actúa sobre la sección monolítica no compuesta (este valor corresponde a 0, ya que el momento negativo de una viga simplemente apoyado no existe)

S_c = módulo de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas (0.32m³)

S_{nc} = módulo de sección para la fibra extrema de una sección monolítica. (si la sección monolítica es la que debe resistir todas las cargas, este valor se iguala a S_c , lo que hace que el último término de la ecuación 37 se reduzca a 0)

Adicionalmente, para este tipo de estructuras, el CCP14⁴ define los tres tipos de “ γ ” en el artículo 5.7.3.3.2. encontrando que:

$\gamma_1 = 1,60$	ya que se diseña una estructura en concreto no prefabricado.
$\gamma_2 = 1,00$	ya que este valor de estructuras sin preesfuerzo.
$\gamma_3 = 0,67$	ya que es el valor correspondiente al acero A605 Gr 60.

Al reemplazar todos los valores anteriormente expuestos se obtiene que $M_{cr} = 11.27$ kNm

Con este valor de momento negativo, se procede a diseñar empleando el método ya definido.

Se opta por hacer un refuerzo con barras #4, esto debido a que el momento de diseño calculado anteriormente es pequeño a comparación del positivo.

Al igual que con el diseño de momento positivo, se procede a calcular “d”; bajo los mismos criterios establecidos en la tabla 5.12.3-1 “recubrimiento para armaduras principales” se establece el recubrimiento del acero como 40mm y al reemplazar en la ecuación 12 se encuentra que $d = 1.44\text{m}$

Dado que el momento utilizado para este diseño fue escogido como la menor sollicitación posible, se asume que el “ ρ calculado” de este será el de diseño, por lo tanto $\rho_{\text{diseño}} = 2.88 * 10^{-5}$

Al usar la ecuación 15 para continuar con el diseño, se encuentra que el área requerida de acero corresponde a $A_s = 20.73 \text{ mm}^2$, lo cual se suple con 2 barras #4, encontrando un área de acero real de 258mm^2

Para determinar el momento resistente que surge con esta configuración de acero, se acude a las ecuaciones 16, 17 y 18; encontrando que:

$$c = 1.07 * 10^{-2}$$

$$a = 9.11 * 10^{-3}$$

$$M_n = 155.4 \text{ kNm}$$

En consecuencia y tras afectar el momento nominal por phi, el momento resistente = 139.86 kNm

Dado que esta configuración de acero satisface con creces el momento requerido, se da por terminado el diseño. Los correspondientes despieces que reflejan los calculos mostrados anteriormente se encuentran como el anexo 2 del documento.

2.2.2.2.3. Diseño a cortante de la sección. Este apartado tiene consideraciones previas al diseño. La normativa CCP14⁴, en su capítulo 5.8.2.5, estipula que se hace necesario calcular el área de acero de refuerzo mínimo para el diseño a cortante de la siguiente manera:

$$A_v \geq 0.083 * \sqrt{f'c} * \frac{b_v * S}{F_y}$$

Ecuación 41. Área de acero de refuerzo mínimo de cortante

Donde:

b_v = base de la viga = 0.50m

S = separación máxima, según el CCP14, artículo 5.8.2.7 se define como:

si $V_u < 0.125 * f'c$, entonces

$$S = 0.8d_v \leq 600mm$$

Si $V_u \geq 0.125 * f'c$, entonces

$$S = 0.4 * d_v \leq 300mm$$

Ecuación 42 y 43. Parámetros de S

A su vez, estas fórmulas dependen de V_u , o esfuerzo cortante, que según el artículo 5.8.2.9 del CCP14⁴, se entiende como:

$$V_u = \frac{|V_u - \Phi V_p|}{\Phi b_v * d_v}$$

Ecuación 44. Valor de v_u

Donde:

V_p = cortante debido al preesfuerzo

V_u = fuerza de cortante mayorada

Φ = factor de resistencia según lo estipulado en el CCP14 5.5.4.2 = 0.9

d_v = profundidad efectiva de cortante, definido en CCP14 5.8.2.9 como:

$$d_v = \frac{M_n}{A_s * F_y - A_{ps} * F_{ps}}$$

Ecuación 45. Valor de d_v .

Donde:

M_n = momento nominal de resistencia en la sección analizada

A_s = área de acero total del diseño a flexión

F_y = resistencia del acero

Dado que los valores A_{ps} , F_{po} y E_p corresponden a preesfuerzo, se igualan a 0.

Retomando el hecho de que la viga se dividió en 10 secciones para generar un diseño más preciso, se decide mostrar, a manera ilustrativa, únicamente el desarrollo de la primer sección.

Con esto en mente, se encuentra que para este tramo:

$$dv = 1.23m$$

$$V_u = 1804.69 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0.60m$$

$$A_v = 313.71 \text{ mm}^2$$

El área de acero “ A_v ” solicitado se suple con 3 barras #4 paralelas a las fuerzas de cortante. Con esto definido, se siguen los parámetros estipulados por el CCP14⁴ en el capítulo 5.8.3.3 “Resistencia Nominal de cortante”.

Este capítulo especifica que el cortante nominal o resistente es la suma entre el cortante resistente del concreto (V_c), acero (V_s) y el generado por el preesfuerzo de la estructura (V_p).

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

Ecuación 46. Cortante nominal

Donde:

$$V_s = \frac{A_v * F_y * dv * \cot\theta}{s}$$

Ecuación 47. Cortante del acero con $(\alpha) = 90^\circ$

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b_v * dv$$

Ecuación 48. Cortante del concreto

Y dado que la sección diseñada no presenta preesfuerzo, el valor de $V_p = 0$.

Para determinar los valores de V_c y V_s se requiere encontrar valores adicionales, β y θ ; para hallarlos, se siguen los criterios mostrados en el capítulo 5.8.3.4.2 “procedimiento general” donde los define como:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750 * \epsilon_s)}$$

Ecuación 49. Valor de Beta

$$\theta = 29 + 3500 * \epsilon_s$$

Ecuación 50. Valor de theta

Estos valores, a su vez, dependen de “ ϵ_s ” que corresponde a:

$$\epsilon_s = \frac{(\frac{|Mu|}{dv} + 0.5 * Nu + |Vu - Vp| - Aps * Fpo)}{Es * As + Ep * Aps}$$

Ecuación 51. Valor de ϵ_s

Donde:

Mu = momento actuante mayorado (encontrado en la tabla 8). No puede ser menor a $(|Vu - Vp| * dv)$

Nu = fuerza axial mayorada = 0

Vu = cortante actuante mayorado en la sección analizada, tomando el mayor entre los estados limites presentados en la tabla 9.

As = área de acero

Dado que los valores Aps , Fpo y Ep corresponden a preesfuerzo, se igualan a 0.

Se encuentra que:

$$Es = 2.80 * 10^{-3}$$

$$\beta = 1.55$$

$$\theta = 38.81$$

estos datos permiten calcular $V_c = 418.69 \text{ Kn}$

Para hallar V_s , se requiere encontrar la separación real de los estribos “s”, despejándolo de la ecuación 41, encontrando que $s = 0.40\text{m}$, en consecuencia, $V_s = 622.57\text{kN}$. Posteriormente, al emplear estos datos en la ecuación 46, se encuentra que $V_n = 1041.26 \text{ kN}$, que al afectarse por el valor de Φ arroja un valor de cortante resistente $V_r = 937.13 \text{ kN}$, el cual es inferior al solicitado (1000.82 kN, como se ve en la tabla 8). En consecuencia, se decide disminuir el valor de separación

a 0.35m y recalcular el valor de V_s , el cual convierte el cortante resistente en $V_r = 1017.18$ kN, cumpliendo así con la sollicitación del tramo en estudio.

El procedimiento anteriormente expuesto se repite para los 9 tramos restantes, sus respectivos cálculos de cortante se evidencian en el anexo 16. La recopilación de esta información se sintetiza en los despieces correspondientes. Finalmente, cabe considerar que entre la información que SAP retorna al usuario luego de ejecutar el diseño, se halla la deformación máxima que esta viga presenta, la cual corresponde a 15,1mm. El artículo 2.5.2.6.2 del CCP14⁴ estipula que la deformación máxima permitida no puede superar la expresión:

$$DEF_{max} = \frac{luz}{800}$$

Ecuación 52. Deformación máxima de un puente

Donde la luz corresponde a la totalidad del puente en mm, este dato corresponde a 22.5mm, por lo tanto, se entiende que la deformación que presenta una viga con estas características cumple con esta condición.

2.3. Diseño de estructura tipo pletina plegada de acero

2.3.1. Tablero

Como se explicó anteriormente, las secciones transversales de las losas en cada diseño se mantienen exactamente iguales en ambos casos, esto con la finalidad de que las sollicitaciones de diseño varíen lo menos posible y aseguren precisión en la posterior interpretación de datos.

Con esto en mente, se procede a determinar la configuración geométrica de la sección transversal del diseño, que es la siguiente:

es la siguiente:

Girder	Noncomposite section properties						Composite section properties					
	w (mm)	d (mm)	t (mm)	b_{fp} (mm)	D (mm)	D/t_w	\bar{y} (mm)	I_x (cm ⁴)	M_p (kN·m)	D_p (mm)	D_p/D_s	M_p (kN·m)
1	1,524	305	11.1	480	207	18.65	345.2	1.423×10^5	1,421.3	109.0	0.215	1,856.9
2	—	—	12.7	465	192	15.12	339.1	1.549×10^5	1,574.5	124.5	0.245	2,059.6
3	—	—	15.9	433	161	10.17	328.1	1.772×10^5	1,862.2	155.6	0.306	2,418.4
4	1,829	432	11.1	523	338	30.43	444.6	2.566×10^5	1,989.5	130.7	0.206	2,654.4
5	—	—	12.7	508	323	25.43	436.0	2.807×10^5	2,218.9	149.4	0.235	2,943.6
6	—	—	15.9	476	292	18.42	421.1	3.239×10^5	2,652.1	186.8	0.294	3,455.0
7	2,134	584	11.1	514	495	44.57	563.5	4.399×10^5	2,691.4	152.5	0.194	3,654.7
8	—	—	12.7	498	480	37.80	552.3	4.825×10^5	3,011.8	174.3	0.221	4,054.7
9	—	—	15.9	467	449	28.31	532.8	5.592×10^5	3,618.3	206.8	0.263	4,770.4
10	2,439	660	11.1	662	574	51.64	609.5	6.188×10^5	3,500.2	174.3	0.202	4,612.5
11	—	—	12.7	646	559	43.98	596.0	6.787×10^5	3,925.6	199.2	0.231	5,115.0
12	—	—	15.9	615	528	33.26	572.9	7.868×10^5	4,734.7	213.0	0.247	6,048.6
13	2,743	762	11.1	757	679	61.06	676.2	8.683×10^5	4,427.2	196.1	0.203	5,759.5
14	—	—	12.7	741	663	52.23	660.3	9.522×10^5	4,971.6	207.9	0.215	6,403.3
15	—	—	15.9	710	633	39.86	633.2	1.104×10^6	6,009.7	219.3	0.227	7,611.0
16	3,048	864	11.1	853	783	70.49	740.5	1.174×10^6	5,466.4	206.5	0.194	7,036.7
17	—	—	12.7	837	768	60.47	722.2	1.287×10^6	6,143.5	213.6	0.200	7,871.6
18	—	—	15.9	805	737	46.46	691.1	1.491×10^6	7,437.2	272.7	0.256	9,352.0

Tabla 10. Propiedades geométricas, físicas y mecánicas de las secciones de acero

Para elegir la sección que más se adapte a las necesidades de este diseño, se tiene en cuenta el momento máximo generado en la viga de concreto, pues sirve como marco de referencia y otorga un valor que se espera actúe en la viga de acero, este valor se contrasta con el momento “Mp”, que corresponde a la última columna de la tabla 10.

Dado que el momento máximo generado en la viga de concreto corresponde a la combinación de 2 carriles de diseño, es decir 4606.20 kNm (valor que se obtiene al despejar la ecuación 38), se hace evidente que desde las secciones 11 en adelante se suple este requerimiento. No obstante, se decide tomar la sección 12 para diseñar, esto debido a que un diseño preliminar usando la sección 11 resultó en que esta no cumplía con la deformación máxima permitida.

2.3.1.1. Avalúo de cargas. Los valores de momento de carga muerta son los mismos establecidos en el diseño de losa para viga de concreto ($M_{pp} = 2.78 \text{ kNm/m}$, $M_w = 0.54 \text{ kNm/m}$, $M_{md} = 0.34 \text{ kNm/m}$). Por otro lado, los momentos de carga viva cambian por la configuración geométrica de las vigas.

S (mm)	Momento positivo	Momento negativo						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo (mm)						
		0	75	150	225	300	450	600
1300	21130	11720	10270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21010	14140	12210	10340	8940	7670	5960	5120
1500	21050	16320	14030	11720	9980	8240	5820	5250
1600	21190	18400	15780	13160	11030	8970	5910	4290
1700	21440	20140	17290	14450	12010	9710	6060	4510
1800	21790	21690	18660	15630	12930	10440	6270	4790
1900	22240	23050	19880	16710	13780	11130	6650	5130
2000	22780	24260	20960	17670	14550	11770	7030	5570
2100	23380	26780	23190	19580	16060	12870	7410	6080
2200	24040	27670	24020	20370	16740	13490	7360	6730
2300	24750	28450	24760	21070	17380	14570	9080	8050
2400	25500	29140	25420	21700	17980	15410	10870	9340
2500	26310	29720	25990	22250	18510	16050	12400	10630
2600	27220	30220	26740	22730	18980	16480	13660	11880
2700	28120	30680	26920	23170	19420	16760	14710	13110
2800	29020	31050	27300	23550	19990	17410	15540	14330
2900	29910	32490	28720	24940	21260	18410	16800	15480
3000	30800	34630	30790	26960	26120	19460	18030	16620
3100	31660	36630	32770	28890	23970	21150	19230	17780
3200	32500	38570	34670	30770	26880	22980	20380	18910
3300	33360	40440	36520	32600	28680	24770	21500	20010
3400	34210	42250	38340	34430	30520	26610	22600	21090
3500	35050	43970	40030	36090	32150	28210	23670	22130
3600	35870	45650	41700	37760	33810	29870	24700	23150
3700	36670	47250	43310	39370	35430	31490	25790	24140
3800	37450	48820	44880	40940	37010	33070	27080	25100
3900	38290	50320	46930	42460	38540	34600	28330	25550
4000	38970	51790	47870	43950	40030	36110	29570	26410
4100	39710	53790	49280	45370	41470	37570	30770	267850
4200	40420	54160	50670	46770	42880	38990	31960	28730
4300	41120	55880	52000	48130	44250	40380	33130	29570
4400	41800	57150	53290	49440	45580	41720	34250	30400
4500	42460	58420	54580	50740	46900	43060	35380	31290
4600	43110	59620	55800	51980	48160	44340	36700	32360

Tabla 11. Tabla de momentos positivos y negativos de carga viva (CCP14 A4)

Para este diseño, los datos que se obtienen son:

Momento positivo carga viva (Ml+) = 25550 N mm/mm

Momento negativo carga viva con interpolación (Ml-) = 19158 N mm/mm

Con estos datos, se procede a emplear la tabla 5 para determinar los momentos de diseño; encontrando que:

Momentos de diseño por combinación “Servicio 1”

$$M_{+(servicio)} = (1 * M_{pp}) + (1 * M_w) + (1 * M_{md}) + (1 * M_l +)$$

$$M_{+(servicio)} = 29.17 \text{ kNm/m}$$

$$M_{-(servicio)} = (1 * M_{pp}) + (1 * M_w) + (1 * M_{md}) + (1 * M_{l-})$$

$$M_{-(servicio)} = 22.83 \text{ kNm/m}$$

Momentos de diseño por combinación “Resistencia 1”

$$M_{+(diseño)} = (1.75 * M_{l+}) + (1.25 * M_{pp}) + (1.25 * M_{md}) + (1.5 * M_w)$$

$$M_{+(diseño)} = 49.35 \text{ kNm/m}$$

$$M_{-(diseño)} = (1.75 * M_{l-}) + (1.25 * M_{pp}) + (1.25 * M_{md}) + (1.5 * M_w)$$

$$M_{-(diseño)} = 38.25 \text{ kNm/m}$$

Gracias a la distribución de las vigas y el uso de la misma sección transversal en ambos diseños, se logra que los momentos obtenidos en este punto no disten considerablemente del diseño de losa explicado a detalle con anterioridad, por lo tanto, el uso de una configuración de acero de barras #5 cada 0.25m para refuerzo superior e inferior, con los mismos recubrimientos, suple esta sollicitación de cargas. Por lo tanto, se decide emplear el mismo diseño y los mismos despieces para este tipo de puente.

El despiece para esta sección se observa en el anexo 5.

2.3.2. Diseño viga interior

2.3.2.1. **Avalúo de cargas.** Como se mencionó anteriormente, la sección escogida para este

diseño fue la sección 12 de la tabla 10, la cual presenta las siguientes características:

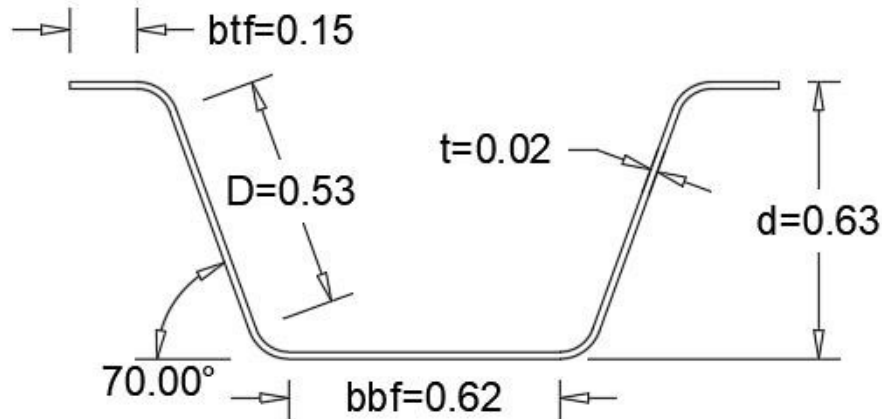


Imagen 9. Sección transversal escogida para el diseño

Sumado a esto, se toman las propiedades geométricas de la viga:

Inercia de la sección $7.87 * 10^9 mm^4$

Altura al centroide $0.29m$

Área $0.04m^2$

Estos datos, sumados a las propiedades de la losa previamente definidas, permiten calcular las cargas muertas actuantes.

Empleando nuevamente la tabla de momentos positivos y negativos de carga viva (tabla 4), encontramos que:

- DC = Sumatoria de las cargas muertas presentes.

Peso de bordillo (Pb) = 5.34 kN/m

Peso de baranda (PB) = 0.16 kN/m

Peso propio viga (Ppio) = área sección* peso específico acero = 3.06 kN/m

Peso de la losa aferente (Pa) = 14.40 kN/m

Peso del metal Deck (Pmd) = 6.54 kN/m

Haciendo uso de la ecuación 27, obtenemos que DC = 21.84 kNm

Peso propio de capa de rodadura:

$$DW = 2.70 \text{ kN/m}$$

Tal como se mencionó en el avalúo de cargas de la viga de concreto, los valores de PL, DW y LL no cambian en los diseños, por lo tanto, con la información recopilada, se procede a generar los cálculos necesarios por medio del software SAP2000, con el fin de obtener los momentos y cortantes de esta viga, que corresponden a:

1,00	Momento por carga viva			Momento por carga muerta		
	M LL	1607,150	kNm	M DC	884,561	kNm
	M PL	69,255	kNm	M DW	109,350	kNm

Tabla 12. Momentos resultantes viga de acero

1,00	Cortante por carga viva			Cortante por carga muerta		
	V LL	395,343	kN	V DC	196,569	kN
	V PL	15,390	kN	V DW	24,300	kN

Tabla 13. Cortantes resultantes viga de acero

Para realizar los cálculos de combinaciones de carga, se requiere analizar el tipo de estructura y su respectivo factor de distribución de carga. Para este fin, el CCP14⁴, en la tabla 4.6.2.2.1-1, establece que este tipo de estructura corresponde al tipo C (tablero de concreto sobre vigas cajón múltiples de acero). Con esta información se procede a encontrar su factor de distribución bajo los parámetros establecidos en la sección 4.6.2.2.2b-1, que establecen lo siguiente:

$$Fd = 0.05 + 0.85 * \frac{Nl}{Nb} + \frac{0.425}{Nl}$$

Siempre que:

$$0.5 \leq \frac{Nl}{Nb} \leq 1.5$$

Ecuación 53. Factor de distribución de carga para vigas de acero.

Esta ecuación requiere de los factores N_I y N_b , que corresponden al número de carriles de diseño “2” y al número de vigas “4”.

El resultado de esta ecuación es $F_d = 0.69$

Este diseño debe emplear la combinación de carga de fatiga; los cuales afectan a la carga viva y al impacto como se aprecia a continuación:

		Combinaciones de Carga				
		DC	DW	LL	PL	IM
Resistencia 1	Max	1.25	1.50	1.75	1.75	1.75
	Min	0.90	0.65	1.75	1.75	1.75
Servicio 1	Max	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Min	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Fatiga 1		-	-	1.50	-	1.50

Tabla 14. Combinaciones de carga para viga de acero

Esta información permite obtener los estados límite necesarios para el diseño. Utilizando las ecuaciones 35 a 38, teniendo en cuenta el cambio de los factores que afectan a LL y a IM, se obtiene que:

$$M_{S_1} = 2670.32 \text{ kNm}$$

$$M_{d_1} = 4476.95 \text{ kNm}$$

$$M_{d_2} = 3962.61 \text{ kNm}$$

$$M_{f_1} = 2287.18 \text{ kNm}$$

$$M_{f_2} = 1905.91 \text{ kNm}$$

Por otro lado, los cortantes que se obtuvieron son los siguientes:

$$V_{u_1} = 1068.23 \text{ kN}$$

$$V_{u_2} = 941.70 \text{ kN}$$

2.3.2.2. Diseño de la sección de acero. Para el cálculo de momento resistente se desiste de

usar las ecuaciones propias de la norma y se opta por usar las que propone Barth¹ en su estudio; en este, el autor detalla el hecho de que sus ecuaciones empíricas son más precisas para analizar el tipo de sección de pletina de acero que promueve.

$$M_n = M_p \quad D_p \leq 0.1 * D_t$$

$$M_n = M_p \left(1.025 - 0.25 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad 0.1 * D_t < D_p < 0.42 * D_t$$

Ecuación 54. Momento para vigas de pletina plegada de acero.

Los valores de Dt , Dp y Mp corresponden a los especificados para cada sección en la tabla 10. De manera que, al considerar estas ecuaciones y los valores de momento previamente definidos, es posible verificar el momento resistente de la sección, resultando en:

$$Dp = 213mm$$

$$Dp/Dt = 0.25$$

$$Mp = 6048.60 \text{ kNm}$$

$$Dt = 862.35mm$$

$$Mn = 5826.31 \text{ kNm}$$

El CCP14⁴, en el título 6.5.4.2 (factores de resistencia) indica que el factor de Φ para este diseño de puente corresponde a 1, por lo tanto, el momento resistente $\Phi Mn=5826.31 \text{ kNm}$

Como se puede observar, el momento resistente es mayor al actuante, lo que implica una elección adecuada de la sección de acero.

Posteriormente, se evalúa la resistencia al cortante de la sección escogida, empleando los parámetros establecidos en el artículo 6.10.3.3. del CCP14⁴, estableciendo que:

$$Vu \leq \Phi_v * Vcr$$

Ecuación 55. Cortante para sección de acero.

Donde:

Φ_v = factor de resistencia de cortante establecido en artículo 6.5.4.2 del CCP14 = 1

Vu = cortante en el alma de la sección considerada debido a las cargas permanentes mayoradas y las cargas de construcción aplicadas a la sección no compuesta (N)

Vcr = resistencia al pandeo por cortante determinada a partir de la ecuación 6.10.9.3.3-1 (N)

Este último se calcula de la siguiente manera:

$$Vn = Vcr = C * Vp$$

En donde:

$$Vp = 0.58 * Fyw * Dtw$$

En donde:

C = relación entre la resistencia a pandeo por cortante y la resistencia mínima especificada a la fluencia por cortante determinada mediante las ecuaciones 6.10.9.3.1-4, 6.10.9.3.2-5 o 6.10.9.3.2-6 según corresponda

Vcr = resistencia al pandeo por cortante (N)

Vp = fuerza cortante plástica (N)

$$\text{si } \frac{D}{tw} \leq 1.12 * \sqrt{\frac{Ek}{Fyw}} \text{ entonces:}$$

$$C = 1.0 \quad (6.10.9.3.2-4)$$

$$\text{si } 1.12 * \sqrt{\frac{Ek}{Fyw}} < \frac{D}{tw} \leq 1.40 * \sqrt{\frac{Ek}{Fyw}}, \text{ entonces:}$$

$$C = \frac{1.12}{\frac{D}{tw}} * \sqrt{\frac{Fyw}{Ek}} \quad (6.10.9.3.2-5)$$

$$\text{si } \frac{D}{tw} > 1.4 * \sqrt{\frac{Ek}{Fyw}}, \text{ entonces:}$$

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{tw}\right)^2} * \left(\frac{Ek}{Fyw}\right) \quad (6.10.9.3.2-6)$$

Ecuación 56. Vcr y valores necesarios para su cálculo.

Dado que el valor de d_0 en la ecuación de pandeo por cortante corresponde al espaciamiento entre rigidizadores de la sección para la ecuación 6.10.9.3.2-7 y que esta no los posee, el valor de “k” es igual a 5.

Al reemplazar en estas ecuaciones, se encuentra que:

$$Vu = 1068.22 \text{ kN}$$

$$Fyw = 345 \text{ MPa}$$

$$D/tw = 33.26$$

$$D = 0.53\text{m}$$

$$tw = 0.02\text{m}$$

$$Vp = 3359.76 \text{ kN}$$

$$k = 5$$

$$\text{limite 1} = 60.30$$

$$\text{limite 2} = 75.37$$

$$C = 1$$

Por lo tanto:

$$\Phi Vn = 3359.76 \text{ kN}$$

Como se puede evidenciar, el cortante real es mayor al cortante actuante, por lo tanto, se considera el diseño como válido.

2.3.2.3. Chequeo por fatiga. El diseño de acero considera el chequeo de fatiga, que implica una verificación basada en el efecto que tienen las cargas móviles en la estructura a largo plazo, producto de la repetición continuada de sus efectos durante la vida útil de la estructura.

Para ello se parte con la determinación de los valores de combinación de fatiga 1 establecidos con anterioridad. Estos datos necesitan una evaluación adicional de la inercia de la sección transformada, incluyendo su geometría. Para ello se necesita implementar lo estipulado en el artículo 6.10.1.1.1b del CCP14⁴, que sugiere que, para el análisis de estas, el área de la losa de concreto se debe transformar usando la relación $3n$, es decir, que la longitud de la losa contenida dentro de la referencia se debe dividir en este valor; en consecuencia, la sección de concreto se transforma en una de acero equivalente.

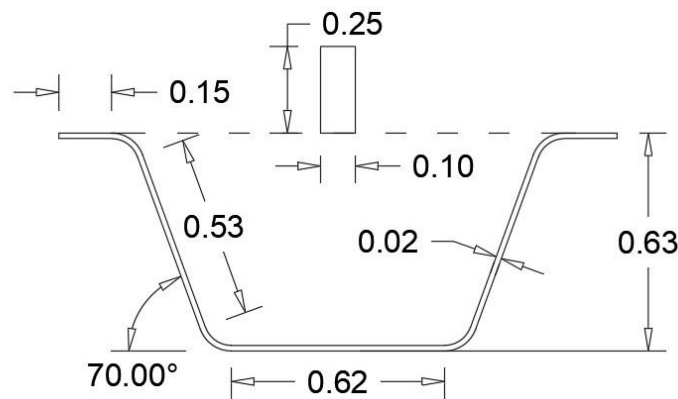


Imagen 10. Sección transformada (1 = viga de acero, 2 = sección transformada)

Considerando las dimensiones geométricas de la sección transformada, se hace el cálculo del valor de la inercia para ésta, la cual se logra mediante la siguiente ecuación:

$$\sum_{i=1}^n I_n + A_n * d_n$$

Ecuación 57. Inercia para la sección transformada.

Donde:

I_n = inercia de la sección

A_n = área de la sección

d_n = distancia entre el centro de la sección hasta el centro de la sección transformada

Esta ecuación sugiere que se debe dividir el área total en unas más pequeñas y fáciles de analizar y al realizar su sumatoria se hallará el valor requerido. Para este caso, se dividen las áreas en la viga (1) y en la losa transformada (2). Por lo tanto, se obtiene que:

	Área		Y		I		dy		A(d ²)	
VIGA	0.039	m2	0.287	m	7.87E-03	m4	-0.195	m	0.0015	m4
		m2		m				m4		
		m2		m				m4		
LOSA	0.025	m2	0.785	m	1.30E-04	m4	0.303	m	0.0023	m4
									0.0118	m4
									1.178.E+10	mm4

Tabla 15. Inercia de la sección transformada

La norma especifica que el cálculo de fatiga se debe hacer considerando que:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)n$$

Ecuación 58. Cálculo de fatiga.

Donde:

γ = factor de carga de la tabla 3.4.1-1 del CCP14 para la combinación de fatiga

(Δf) = sollicitación, rango de esfuerzos por carga viva debido al paso de la carga de fatiga como se especifica en el artículo 3.6.1.4 del CCP14 (MPa)

(ΔF_n) = resistencia nominal a la fatiga del artículo 6.6.1.2.5 del CCP14 (MPa)

Posteriormente, usando la tabla 6.6.1.2.3.1 de la norma, se encuentra el valor (ΔF_{th}) que corresponde a 165.4 Mpa y finalmente, al verificar la sección 6.6.1.2.5-1 se encuentra que el valor de (ΔF_{th}) es igual al valor de (ΔF_n)

Partiendo de la ecuación de esfuerzo, se encuentran las sollicitaciones de esfuerzo por carga viva para cada una de las fibras superiores e inferiores de la viga

$$\sigma = \frac{M * Y}{I}$$

ecuación 59. Ecuación de esfuerzo

Esta se utiliza para determinar el esfuerzo generado tanto en la fibra superior como en la inferior y luego se compararon sus resultados con el valor de (ΔF_{th}), como se muestra a continuación:

$$M_f = 2287.17 \text{ kNm}$$

$$y_{\text{fibra inferior}} = 0.48 \text{ m}$$

$$y_{\text{fibra superior}} = 0.43 \text{ m}$$

$$\Delta f_{n \text{ superior}} = 83.19 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{n \text{ inferior}} = 93.49 \text{ MPa}$$

Ya que ninguno de estos (Δf_n superior o inferior) supera el valor de ΔF_{th} , se entiende que este diseño no es propenso a presentar fatigas a largo de su vida útil, lo que se entiende como un diseño de “vida infinita”.

2.3.2.4. Conectores de cortante. Adicionalmente, diseño debe incluir conectores de cortante, los cuales permiten que los dos materiales involucrados en el diseño (concreto y acero) trabajen en conjunto para soportar las cargas que se le imponen, expresando de la mejor manera las características de cada uno.

El diseño de estos conectores parte de lo estipulado en el CCP14⁴ en el artículo 6.10.10.4.1, donde se establece que:

$$n = \frac{P}{Q_r}$$

Donde:

P = fuerza cortante nominal determinada como se especifica en el artículo 6.10.10.4.2 (N)

Q_r = resistencia de diseño al cortante de un conector de cortante, determinada mediante la ecuación 6.10.10.4.1-1 (N)

Ecuación 60. Cálculo del número de conectores de cortante requeridos

En donde:

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2}$$

P_p = fuerza longitudinal total en la losa de concreto en el punto de máximo momento positivo por carga viva más impacto, (N) tomada como el menor de los siguientes valores:

$$P_{1p} = 0.85 * f'c * b_s * t_s \quad (6.10.10.4.2-2)$$

O bien:

$$P_{2p} = F_{yw} * D_{tw} + F_{yt} * b_{ft} * t_{ft} + F_{yc} * b_{fc} * t_{fc} \quad (6.10.10.4.2-3)$$

F_p = fuerza radial total en la losa de concreto en el punto de máximo momento por carga viva más impacto (N) tomada como:

$$F_p = P_p * \frac{L_p}{R} \quad (6.10.10.4.2-4)$$

Donde:

b_s = ancho efectivo de la losa de concreto (mm)

L_p = longitud de arco entre un extremo de la viga y un punto adyacente de máximo momento positivo por carga viva más impacto (mm)

R = radio mínimo de una viga en la longitud, L_p (mm)

t_s = espesor de la losa de concreto (mm)

Ecuación 61. Criterios de elección del valor de P

El radio mínimo de la viga (R), se entiende como:

$$R = \frac{M}{E * I}$$

Ecuación 62. Valor de R

Para poder hallar el valor correspondiente de L_p , se necesita el ángulo de giro que presenta la viga después de que el momento efectuado por las cargas actúe sobre esta, el ángulo es:

$$\theta = \frac{1}{3} * \frac{M * L}{E_s * I}$$

Ecuación 63. Ángulo de giro

Por lo tanto:

$$L_p = R * \theta$$

Ecuación 64. Valor de L_p

Estos valores permiten definir el valor de “P”, ahora se debe definir el valor de “ Q_r ”, que corresponde a:

$$Q_n = 0.5 * A_{sc} * \sqrt{f'c * E_c} \leq A_{sc} * F_u \quad (6.10.10.4.3-1)$$

Donde:

A_{sc} = área de la sección transversal de un conector de cortante tipo espigo (mm²)

E_c = módulo de elasticidad del concreto determinado como se especifica en el artículo 5.4.2.4 (Mpa)

F_u = esfuerzo de rotura a tensión mínimo especificado de los conectores de cortante tipo espigo determinado como se especifica en el artículo 6.4.4 (MPa)

Ecuación 65. Valor de Q_r

El área de la sección transversal se toma de una tabla de conectores de cortantes comerciales nacionales, para tener una referencia real.

FICHA TÉCNICA							
Metaldeck	Referencia	Medidas				Piezas por caja	Kg por caja
		D	L	H	A		
2"	CONECTOR S3L 3/4 X 3-7/8 MS MD2	3/4" 19.05mm	3-7/8" 98.43mm	1.25" 31.75mm	0.375" 9.53mm	110	30
3"	CONECTOR S3L 3/4 X 4-7/8 MS MD3	3/4" 19.05mm	4-7/8" 123.83mm	1.25" 31.75mm	0.375" 9.53mm	80	23
2" y 3"	CERÁMICA 3/4 WTD MD 2-3*	3/4" 19.05mm	-	-	-	750	8

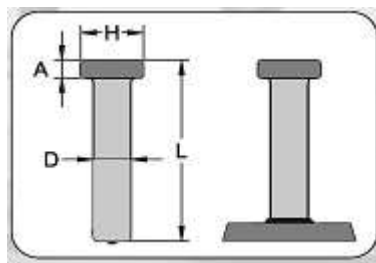


Tabla 16. Valores de referencia de conectores de cortante e imagen ilustrativa.

El valor de F_u , según lo que especifica la norma en el artículo mencionado en la ecuación 65, es un esfuerzo de rotura de 415MPa. Estos valores permiten despejar las ecuaciones ya mostradas, encontrando la cantidad y separación de los conectores de cortante requeridos para el diseño, los datos se evidencian a continuación:

$$P_{1p} = 14280 \text{ kN}$$

$$P_{2p} = 7926.55 \text{ kN}$$

$$P_p = P_{2p}$$

$$R = 1465.97 \text{ m}$$

$$\theta = 4.09 * 10^{-3}$$

$$L_p = 6 \text{ m}$$

$$Fp = 32.44 \text{ kN}$$

$$P = 7926.61 \text{ kN}$$

$$Asc = 1.99 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$Qn = 82.59 \text{ kN}$$

Para obtener el valor de Qr , Qn debe ser multiplicado por el factor “ Φ ”, definido en el título 6.5.4.2 del CCP14⁴ como 0.85, por lo tanto:

$$Qr = 70.20 \text{ kN}$$

Con estos valores se puede hallar “ n ”, que corresponde a

$$n = 113$$

Es decir que debe haber 113 conectores de cortante; su separación se consigue al dividir la longitud total de la viga entre la cantidad de conectores, por lo tanto, estos deben ir separados entre sí 16cm en cada una de las aletas de la viga de acero. Finalmente, con la información que SAP retorna al usuario luego de ejecutar el diseño, se encontró la deformación máxima que esta viga presenta, la cual corresponde a 22mm, valor que la norma permite, pues como se mostró anteriormente, el máximo permitido corresponde a 22,5mm o (luz de la viga/800).

3. Capítulo 3

3.1. Análisis de resultados

Una vez realizados los diseños de cada tipo de puente, se pueden evidenciar las diferencias entre ambos, que son tan amplias que afectan desde su metodología de diseño hasta la magnitud en las reacciones que pueden aportar.

La metodología de diseño de concreto, tal como se evidencia, resulta más extensa y específica que la del acero, esto se debe a las simplificaciones de procedimientos que Barth¹ expone en su texto. Empezar este proyecto con los conocimientos adquiridos de la NSR10 da un punto de partida sobre el análisis básico que requiere la estructura, que se ve complementado con

una determinación minuciosa de las cargas de diseño, las cuales se ven afectadas por una amplia variedad de condiciones.

No obstante, al tener estas consideraciones en mente, el procedimiento de diseño de momento resulta muy similar al aprendido dentro del conocimiento básico del ingeniero civil, solo se considera el chequeo de agrietamiento, por falta o exceso de acero en el elemento.

Sumado a esto, está el hecho de que los diseños por momento y cortante se complementan con la pericia del ingeniero, quien debe revisar en puntos específicos del puente dichos valores, creando un análisis extenso y detallado, con más información, logrando optimizar el uso de acero dentro de la estructura.

Por otro lado, el procedimiento propio del acero resulta ágil y eficiente, pues cuenta con estudios previos, realizados en ambientes controlados que permiten perfeccionar las características de los materiales y sus configuraciones geométricas, para implementarlas con rapidez donde se requieran. Resulta interesante que el texto de Barth¹ sea lo suficientemente meticuloso para otorgar su propia ecuación de momento, este hecho solo realza lo anteriormente dicho; se han llevado a cabo tantas verificaciones de este tipo de vigas, que ya cuentan con una manera particular de evaluarse en diseño.

Cabe reiterar que lo anteriormente dicho solo aplica para este caso de diseño en particular; gracias a los conocimientos del paper de Barth¹, usado como referencia, es que muchos procesos son ágiles en comparación, pero sin estos, el diseño de acero perfectamente podría equipararse en complejidad al de concreto.

Asimismo, estas simplificaciones afectan la evaluación del cortante, haciéndolo igual de conciso, pues consiste en una verificación que tiene en cuenta únicamente el área transversal de

las almas, que multiplicado por su respectivo “ F_y ” debe resultar en una resistencia superior a las solicitadas.

No obstante, este tipo de vigas de acero tienen un trasfondo de análisis industrial poco explorado en el país, por lo que dificulta la implementación de esta metodología de diseño a nivel nacional. Para que un ingeniero cuente con plena capacidad de elección de diseños entre estos dos materiales, debería tener no solo los conocimientos de diseño pertinentes, sino un trasfondo de estudios de categoría industrial que le permitan hacer este tipo de puentes tal como los plantea Barth¹.

Otra consideración que afecta exclusivamente al diseño de acero es la verificación de fatiga, que compete a este material debido a sus características físicas, que tienden a generar un comportamiento plástico a lo largo del tiempo.

Los diseños generados deben cumplir con solicitaciones de cargas generadas por vehículos, peatones y capas de asfalto idénticas, no obstante, ambos diseños varían en cargas debidas al peso propio de la estructura, donde la carga generada por el acero (21.84 kN/m) es 35.34% menor a la del concreto (33.78 kN/m).

Sin embargo, el momento de diseño resultante en ambos es muy similar, siendo de 4476.95 kNm en el diseño de acero y 4606.20 kNm en el de concreto; esto se debe a que los factores de distribución de carga viva que actúan en las vigas corresponden al 69% y 51% respectivamente, a raíz de esto los momentos finales no resultan tan dispares entre ellos.

Analizar el momento resistente de cada diseño puede darle al ingeniero razones para decantarse por uno u otro; este hecho se vió reflejado una vez que se compararon estos valores para ambos casos. Se encontró que el momento resistente del concreto (4809.07 kN/m) que

considera 3 filas con 7 barras #8 en cada una de ellas, solo resiste un 4.22% más que el momento actuante; a diferencia del acero, que con sus 5826.31 kN/m, es un 23.16% mayor que el actuante.

El diseño a cortante del concreto hecho por tramos resaltó que los valores calculados fueran desde un 1.6% hasta un 73.34% superior al requerido, sin dejar de lado las demás consideraciones que especifica la norma, como la separación mínima de flejes, que dictan que a pesar de que el cortante tiende a ser cero, se debe incluir acero, incluso si este es solamente constructivo. En cambio, la de acero, resiste cuando menos, el 314.5% del valor de cortante actuante (pues este valor tiende a incrementarse a medida que se acerca al centro de la luz).

El proceso de diseño de la viga de acero consideró inicialmente unas dimensiones geométricas más modestas, que pese a cumplir con los requerimientos de cortante y momento, se quedaba corto al momento de analizar las deformaciones (que para el acero debe afectar la sección compuesta por un valor de $3n$), en consecuencia, se rediseñó la viga de acero con una sección transversal más robusta, que supera con creces los requerimientos de cortante y momento, pero que cumple con los requisitos de deformación con dificultad.

Comparando los valores hallados para ambas vigas, se encuentra que la deformación de la pletina de acero es de 22mm, apenas un 2% menor del permitido; en contraste, la viga de concreto, al ser más rígida, se deforma solo 15.1mm, siendo un 32.9% menor a la permitida y un 31.36% menor que la presentada por el acero.

La comparación de los valores anteriores conlleva a pensar en el comportamiento de las reacciones que presentan ambos diseños. Se encontró que:

CONCRETO			ACERO		
LL	395,34	kN	LL	395,34	kN
PL	15,39	kN	PL	15,39	kN
DW	24,3	kN	DW	24,3	kN
DD	331,02	kN	DD	196,57	kN

Tabla 17. Comparativa de reacciones en los apoyos

Donde se evidencia que la única reacción que varía es la del peso propio del elemento (DD), siendo la resultante del acero 40.62% menor que la de concreto.

Estos valores tendrán repercusiones en el diseño de la subestructura que cada diseño deberá tener para transmitir cargas al suelo, pero dado que profundizar en esto supondría exceder las limitaciones propuestas para este estudio, se decide no ahondar más en el tema.

La limitación antes mencionada, sentencia que el diseño de puente se ciñe únicamente a la superestructura y como se puede evidenciar, esta consideración se cumple a cabalidad. Se debe mencionar entonces, que para complementar el diseño de estos tipos de puente y conseguir que sea completamente funcional y construible, hacen falta estudios de suelos, hidráulicos, y diseños de infraestructura que permitan ubicar las vigas y losas ya diseñadas en un lugar geográfico específico, para ser realmente funcionales, adicionalmente, el CCP14⁴ especifica en el capítulo 2.3.3 que cada puente necesita de permisos y consideraciones especiales emitidas por las entidades de control (como en INVIAS en el caso de la infraestructura vial) para determinar las dimensiones adicionales únicas de cada caso.

Finalmente, otro punto a evaluar más allá de los diseños es el análisis básico de costos, que solo contempla el precio de los materiales. Para el puente de concreto, se determina el m³ de material a implementar y el precio en kg del acero de refuerzo que utilice, con valores de 312500

COP por m³ y 2620 COP por kg de acero (dichos valores corresponden a una cotización hecha para este proyecto, gracias a la concretera Holcim¹¹ y a la distribuidora Almasa¹²), resultando un costo de materiales de:

PUENTE EN CONCRETO				
	UNIDADES	CANTIDAD	VALOR COMERCIAL	COSTO
CONCRETO	m ³	93.96	\$ 312,500	\$ 29,362,500
ACERO	kg	11740.14	\$ 2,620	\$ 30,759,167
			TOTAL	\$ 60,121,667

Tabla 18. Precios de los materiales del puente de concreto.

Por otro lado, el precio del puente de acero, además de contemplar los ítems ya mencionados con el mismo valor estipulado, tiene en cuenta el precio de la pletina de acero (el cual se obtuvo de una cotización con la empresa Cia. General de Aceros¹³) y los conectores de cortante, obteniendo que:

PUENTE VIGA ACERO				
	UNIDADES	CANTIDAD	VALOR COMERCIAL	COSTO
CONCRETO	m ³	39.96	\$ 312,500	\$ 12,487,500
ACERO LOSA	kg	3889.71	\$ 2,620	\$ 10,191,040
ACERO VIGA	kg	22440.66	\$ 5,950	\$ 133,521,930
CONECTORES	UND	904	\$ 1,340	\$ 1,211,360
			TOTAL	\$ 157,411,830

Tabla 19. Precios de los materiales del puente de acero.

¹¹ LafargeHolcim. (2021). Cotización Concreto.

¹² Almasa. (2021). Cotización Acero. Recuperado.

¹³ Cia. General de Aceros. (2021). Cotización Acero.

3.2. Conclusiones

- Se realizó el comparativo de los dos diseños de puente mostrados, cumpliendo los ítems establecidos desde el objetivo, es decir, uno con vigas de concreto y otro con vigas de acero tipo pletina plegada, en donde ningún diseño superó los 18 metros de longitud, cumpliendo con el diseño de puentes de luces cortas según lo especificado por Barth¹. El propósito de los diseños era configurar geoméricamente ambos puentes de manera similar, no obstante, se puede ver una altura de elementos estructurales considerablemente más grandes en el diseño de concreto a comparación del de acero, pese a que ambos trabajan para soportar cargas similares, siendo la de acero un 50.4% más pequeña en comparación a la de concreto.

- Otro aspecto a analizar parte del hecho de que ambos puentes tienen la misma configuración de carriles, es decir, uno en cada sentido y por lo tanto, el puente puede manejar una cantidad igual de vigas de concreto y de acero (4 en cada uno); no obstante, se puede inferir que si el ancho del puente fuera superior, se debería replantear la cantidad de vigas de concreto que lo soporte, a diferencia de las vigas de acero, que sin incrementar su cantidad son capaces de resistir estas variaciones, aumentando su sección.

- El uso del programa SAP 2000 fue imprescindible para este trabajo, gracias a él, se generaron los modelos de ambos puentes, permitiendo un análisis rápido y eficiente de valores como el momento, el cortante, las deformaciones y las resultantes a lo largo de sus desarrollos, otorgando herramientas para discernir al momento de hacer las comparativas presentadas anteriormente.

- Sintetizando lo argumentado en el apartado de análisis de resultados, se puede observar que el diseño de acero presenta cualidades superiores a las de concreto en un amplio espectro, que abarca desde la agilidad de diseño, hasta la resistencia a las fuerzas actuantes. Por otro lado, no

puede dejarse de lado el hecho de que se usaron las ecuaciones de Barth¹ para el cálculo del momento de diseño, esto se debe a que el mismo paper se toma el tiempo de explicar cómo su ecuación resulta más precisa al momento de calcular, y como sus 18 secciones predefinidas fueron sometidas a rigurosas pruebas de carga que confirman su efectividad.

Lo anterior no cambia el hecho de que la norma cuente con sus propias ecuaciones para determinar estos valores en el título 6.10.7.1.2, pero a la larga se decidió usar las del paper ya que fueron hechas específicamente para estos perfiles de acero.

- Ahora bien, el puente de acero muestra una desventaja en lo concerniente a las deformaciones que presentará, deflectándose 22 mm; en contraste, el diseño de concreto tiende a ser más rígido, deformándose tan solo 15.1mm. ambos valores están dentro de los límites permitidos por la norma, pero evidencia un punto a favor de la estructura de concreto, la percepción del usuario del puente frente a la seguridad que le genere.

- Al analizar el costo de materiales de cada uno de los puentes, se encuentra una de las razones por la cual el concreto se usa con tanta frecuencia en las construcciones de infraestructura vial nacional, su precio. El costo de hacer un puente de acero resulta en este caso un 263% mayor, lo que puede opacar a esta alternativa al momento de evaluar cual llevar a cabo, a pesar de que esta presenta cualidades físicas superiores en muchos aspectos.

Una consideración adicional, parte del hecho de que se debe contar con los costos propios de la construcción de la estructura, como el izaje, los tiempos de construcción, o la apertura al tráfico, pues estos juegan un rol importante en la estimación de costo inicial. Finalmente, una comparación de costos también se ve intervenida por la localización del proyecto, pues esto puede facilitar o dificultar la implementación de uno u otro.

- Como se mencionó desde el apartado de limitaciones del proyecto, conseguir que los diseños presentados sean aplicables en un ambiente real, requiere de una serie de estudios que aporten información para diseñar la subestructura, la cual, en su predimensionamiento requiere, entre otros factores, de las cargas resultantes del diseño de la superestructura.

- Según lo encontrado en este proyecto, y considerando que la carga resultante debida al peso propio es un 40.62% menor en el diseño de acero, se puede inferir que las solicitaciones para este generarán un predimensionamiento distinto al de concreto.

- En conclusión, si se desea sortear un accidente geográfico cuyo desarrollo sea menor a los 20m de longitud, el diseño de puentes por el método de pletina plegada de acero se convierte en una opción llamativa para solucionar ese tipo de necesidades.

3.3. Recomendaciones

Para ejecutar en una obra real lo planteado por este proyecto, se recomienda ampliar los conocimientos sobre este tipo de estructuras, estudiando más autores y adquiriendo capacidad de entendimiento en el tema, complementando con estudios que hagan posible construir lo presentado, amoldando la situación al panorama constructivo nacional.

Adicionalmente, se recomienda al lector que quiera ampliar sus conocimientos sobre el diseño de vigas y losas de puentes en diferentes materiales, que acuda al CCP14⁴ para entender todos los pormenores del diseño de un puente seguro y legalmente aceptable.

Una realidad evidente durante la realización de este proyecto fue la falta de información de estudios de casos concisos de diseños de puentes para luces cortas que empleen el método de diseño de viga de acero tipo pletina plegada como una medida diferente a las convencionales en el país. La comunidad académica puede hacer labores que permitan generar estos estudios a nivel

nacional, por supuesto, disminuyendo la escala y los alcances; estos estudios pueden abarcar desde laboratorios de resistencias de materiales, estudios de tráfico hasta formulación de proyectos y diseños de estructuras en acero, con el fin conjunto de generar un estudio como el de Barth¹ acomodado a la realidad nacional.

Referencias

1. Barth, K., Michaelson, G., & Barker, M., (2015) Development and experimental validation of composite press brake-formed modular Steel tub girders for short-span bridges. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000770.
2. Cortés, S. Jiménez, K. Serrano, S. Chacón, E. Gutiérrez, W. Guerrero, C. (2018). Región Pacífica respira nuevos aires. pg.6. recuperado de:
<https://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/cnsc/revista-kminos/8236-revista-kminos-agosto-2018/file>.
3. Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE). (2014). Documento Técnico 4001 de Infraestructura Vial. recuperado de:
https://www.dane.gov.co/files/investigaciones/construccion/AFOC/1_Infraestructura_vial.pdf
4. Instituto Nacional de Vías (INVIAS). (2014). Código Colombiano de Diseño de Puentes. Bogotá, Colombia. INVIAS.
5. Instituto de infraestructura y concesiones de Cundinamarca (ICCU). (2020). Rediseño de Puente la Honda.
6. Agencia Nacional de Infraestructura ANI (2017) ¿Qué son las vías 4G? ABECÉ Colombia. Obtenido de: https://www.youtube.com/watch?v=m4_uY8WTu1A.
7. Deloitte (2019) Global Powers Of Construction. España. Obtenido de <https://www2.deloitte.com/global/en/pages/energy-and-resources/articles/deloitte-global-powers-of-construction.html>.
8. Saul, R. (1998) diseño y construcción eficientes en costo y plazo de puentes metálicos y mixtos. Alemania. Revista Ciencia y Técnica de la ingeniería civil.

9. Escuela técnica superior de ingeniería de Bilbao. (2013). Líneas de influencia en estructuras isostáticas. Recuperado de:
https://ocw.ehu.eus/pluginfile.php/41628/mod_resource/content/1/tema_3_LINEAS_DE_INFLUENCIA.pdf
10. American Association of State Highway and Transportation Officials (2010) AASTHO LFRD bridge design specifications. AASTHO.
11. LafargeHolcim. (2021). Cotización Concreto. Recuperado de: <https://www.holcim.com.co/>.
12. Almasa. (2021). Cotización Acero. Recuperado de: <https://almasa.com.co/es/>.
13. Cia. General de Aceros. (2021). Cotización Acero. Recuperado de: <https://www.cga.com.co/>.

Bibliografía

- Burman. C. (2012). COLOMBIA PAÍS DE PUENTES. Gia Todo mapa turístico y comercial.
Extraído de: http://www.guiatodo.com.co/Blog/detalle/colombia_pais_de_puentes.
- Claudio. P. (11 de diciembre de 2014). HISTORIA DE LA CONSTRUCCION DE PUENTES OBRAS CIVILES EN LA ANTIGÜEDAD. Argentina: HYB Historia y Biografías.
Extraído de: <https://historiaybiografias.com/puentes/>.
- Galindo, J. (2005) la construcción de puentes colgantes en Colombia durante el siglo XIX, entre la tradición y la innovación. Colombia. Editorial Alfaomega Colombiana.
- Guerra, F. (2019). Así están las carreteras colombianas. Revista Razón Publica. Extraído de:
<https://razonpublica.com/asi-estan-las-carreteras-colombianas/>.
- Leal Acosta. A. C. (viernes, 20 de diciembre de 2019). El presidente Iván Duque inauguró el nuevo puente Pumarejo en Barranquilla. La República. Extraído de:
<https://www.larepublica.co/economia/el-presidente-ivan-duque-inauguro-el-nuevo-puente-pumarejo-en-barranquilla-2946633>.

Manterola, J. (1984). EVOLUCIÓN DE LOS PUENTES EN LA HISTORIA RECIENTE.

Revistas CSIC. Informes de la Construcción. Vol. 36 n° 359-360.

N. N. (19 de diciembre de 2019). Así se construyó el nuevo puente Pumarejo, el más ancho de A.

Latina. El Tiempo. Recuperado de:

<https://www.eltiempo.com/colombia/barranquilla/como-se-construyo-el-puente-pumarejo-sobre-rio-magdalena-445418>.

Osorio, “Reseña histórica de las vías en Colombia”. Ingeniería Solidaria, vol. 10, n.º 17, pp. 183-

187, en.-dic., 2014. de: <http://dx.doi.org/10.16925/in.v10i17.880>.

Restrepo, J.E. Hablemos de puentes de concreto en Colombia. Colombia. 360 EN CONCRETO.

Recuperado de <https://www.360enconcreto.com/blog/detalle/hablemos-de-puentes-de-concreto-en-colombia>.