

**Comparación del Diseño de un Puente de un Vano de 30 Metros, con Viga Postensada y
Losa Reforzada Simplemente Apoyado Según el Código Colombiano de Puentes de 1995
(CCDSP95) y el Código Colombiano de Puentes de 2014 (CCP-14)**

Noralis Acosta Guzman

Sergio Andrés Ortiz Rodríguez

Monografía para Optar el Título de Especialista en Estructuras

Director

Gustavo Chio Cho

PhD. En Ingeniería de Caminos Canales y Puertos

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físicomecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Especialización en Estructuras

Bucaramanga

2019

Agradecimientos

Agradezco primeramente a Dios por nunca abandonarme en ningún momento, a mi familia que es la razón de mi vida, a mi mamá por darme la vida y hacer de mí lo que soy hoy día, a mi papá por ser un apoyo incondicional, a mis hermanas por ayudarme en todo momento, a Robinson por su confianza y por inculcarme el amor por las estructuras.

Dios ha dicho: “nunca te dejare; jamás de abandonare” hebreos 13:5

Noralis Acosta Guzman

Primero que todo dar gracias a Dios por ser mi guía y mi fortaleza Gracias a él he podido alcanzar y lograr todos mis sueños. A mi esposa, a mis padres y hermanos que con esfuerzo y sacrificio permitieron que pudiera realizar todas mis metas personales y profesionales; a mi mamá por motivarme día a día con sus palabras y consejos; a mi papá por ser el responsable de este gran sueño, por inculcarme desde muy joven el amor por la ingeniería, por el diseño estructural, por ser mi guía y ejemplo a seguir. A mi esposa que siempre me ha acompañado en las etapas más importantes de mi vida por su amor, ternura, entrega y comprensión. A mis hermanos que con sus palabras, compañía y voz de aliento me animaron a seguir adelante. Gracias a Dios y a mi familia por ayudarme a lograr mi sueño como especialista en Estructuras.

Sergio Andrés Ortiz Rodríguez

Contenido

	Pág.
Introducción	16
1. Objetivos	18
1.1 Objetivo General	18
1.2 Objetivos Específicos.....	18
2. Alcance y Limitaciones.....	19
2. Antecedentes	20
3. Metodología	21
3.1 Definir la sección transversal del puente.	22
3.2 Definición de materiales.	22
3.3 Redimensionamiento de la viga y losa.....	22
3.4 Diseño de la losa.	23
3.5 Diseño de viga.....	23
4. Parámetros de Diseño Entre el CCP-14 y CCDSP95	25
4.1 Código colombiano de puentes CCDSP95	25
4.1.1 Nomenclatura cargas.....	25

4.1.2 Cargas	26
4.1.2.1 Combinaciones y factores de carga.....	26
4.1.2.2 Carga Viva.	27
4.1.2.3 Carga Carriles.	27
4.1.2.4 Impacto.	29
4.1.2.5 Reducción de la intensidad de las cargas.....	30
4.1.2.6 Factor de rueda para momentos flectores.	30
4.2 Código colombiano de puentes CCP-14.....	31
4.2.1 Cargas	31
4.2.1.1 Cargas Permanentes.....	31
4.2.1.2 Cargas Transitorias	32
4.2.1.3 Combinaciones y factores de carga.....	33
4.2.1.4 Carga vehicular LL.	34
4.2.1.5 Presencia múltiple por carga viva.	35
4.2.1.6 Amplificación de la carga dinámica.	36
4.2.1.7 Factor de distribución de momento.....	36
5. Descripción del Puente a Comparar.....	39
5.1 Datos Generales	39
5.1.1 Materiales.....	40
6. Diseño de la Losa y la Viga I Postensada Mediante el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP95.....	41

6.1 Diseño de Tablero	41
6.1.1 Luz Intermedia	41
6.1.2 Momento Carga Muerta.....	41
6.1.3 Momento Carga Viva.....	42
6.1.4 Momento Último.....	43
6.1.5 Diseño del Acero.....	43
6.1.6 Voladizo	44
6.1.7 Diseño del Acero.....	45
6.2 Diseño de la Viga.....	47
6.2.1 Datos Generales	47
6.2.2 Avalúo de cargas y solicitaciones	48
6.2.2.1 Factor de Distribución.....	48
6.2.2.2 Impacto	48
6.2.2.2.1 Carga de Vehicular	49
6.2.3 Fuerza de Tensionamiento.	49
6.2.4 Pérdidas.....	50
 7. Diseño de la Losa y la Viga I Postensada Mediante el Código Colombiano de Puentes CCP-14	 51
7.1 Diseño del Tablero	51
7.1.1 Momentos de Diseño	52
7.1.2 Chequeo colisión vehicular Evento extremo II.....	52
7.1.3 Acero de Refuerzo	55

7.2 Diseño de la viga.....	56
7.2.1 Datos Generales	56
7.2.2 Avalúo de cargas y solicitaciones	57
7.2.2.1 Carga de carril.....	57
7.2.2.2 Camión de Diseño.....	58
7.2.2.3 Factor de Distribución.....	59
7.2.3 Momentos y cortantes	62
7.2.4 Fuerza de Tensionamiento.	62
7.2.5 Pérdidas.....	63
 8. Principales Diferencias entre los Códigos CCDSP95 y CCP-14.....	 64
 9. Conclusiones.....	 67
 Referencias Bibliográficas	 69

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1. Sección transversal superestructura.....	19
Figura 2. Camión estándar definido en CCDSP-95 (figura A.3.4A).....	28
Figura 3. Camión de diseño CCP-14 (3.6.1.2.2).....	34
Figura 4. Tándem de diseño CCP-14 (3.6.1.2.3)	35
Figura 5. Carga de carril de diseño	35
Figura 6. Sección transversal superestructura.....	39
Figura 7. Datos Generales.....	47
Figura 8. Diagrama de Momentos-Cargas Sobreimpuestas (DC) [kN-m]	51
Figura 9. Diagrama de Momentos-Cargas Debidas al Pavimento (DW) [kN-m].....	51
Figura 10. Diagrama de Momentos-Cargas Vivas (LL) [kN-m]	52
Figura 11. Datos Generales.....	56
Figura 12. Carga de Carril	57
Figura 13. Camión de diseño CC-14.....	58
Figura 14. Teorema de Barre	58

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1. Combinaciones y Factores de Carga CCDSP-95 (Tabla A3.12-1).....	26
Tabla 2. Carril de carga CCDSP-95 (figura A.3.4B).....	29
Tabla 3. Reducción de la intensidad de las cargas (A.3.4.7.1)	30
Tabla 4. Factor de rueda para vigas interiores CCDSP-95 (Sección A.4.3).....	31
Tabla 5. Combinaciones y factores de carga CCP-14 (Tabla 3.4.1-1)	33
Tabla 6. Factores para carga permanente CCP-14 (Tabla 3.4.1-2).....	34
Tabla 7. Factor de presencia múltiple, m CCP-14 (Tabla 3.6.1.1.2-1).....	35
Tabla 8. Amplificación por carga dinámica IM CCP-14 (Tabla 3.6.2.1-1).....	36
Tabla 9. Distribución de cargas vivas para momentos en vigas interiores CCP-14 (Tabla 4.6.2.2.2b-1)	37
Tabla 10. Distribución de cargas vivas para momentos en vigas exteriores CCP-14 (Tabla 4.6.2.2.2d-1).....	38
Tabla 11. Datos generales del Puente	39
Tabla 12. Materiales.....	40
Tabla 13. Geometría y peso barrera de tráfico y baranda peatonal	40
Tabla 14. Redimensionamiento de la losa con el CCP-14.....	41
Tabla 15. Avalúo de cargas y solicitaciones	48
Tabla 16. Carga de Vehicular	49
Tabla 17. Resumen del tensionamiento	50

Tabla 18. Diagrama de Momentos Últimos [kN-m]	52
Tabla 19. Chequeo colisión vehicular Evento extremo II.....	52
Tabla 20. Acero de refuerzo losa	55
Tabla 21. Avalúo de cargas y solicitaciones	57
Tabla 22. Factores de distribución a Flexión y Cortante	59
Tabla 23. Momentos y Cortantes	62
Tabla 24. Resumen del Tensionamiento	63
Tabla 25. Comparación de Camiones CCDSP95 y CCP-14.....	65
Tabla 26. Comparación entre factor de rueda CCDSP95 y factor de forma CCP-14.....	65
Tabla 27. Comparación entre impacto CCDSP95 y amplificación dinámica CCP-14.....	66
Tabla 28. Comparación entre reducción de la intensidad CCDSP95 y Factor de presencia múltiple CCP-14.....	66
Tabla 29. Comparación entre momentos del tablero CCDSP95 y CCP-14.....	66
Tabla 30. Comparación entre momentos de diseño CCDSP95 y CCP-14	67
Tabla 31. Comparación de las pérdidas a largo plazo CCDSP95 y CCP-14.....	67

Lista de Apéndices

**“Ver Apéndices adjuntos al CD y pueden visualizarlos en la Base de Datos de la
Biblioteca UIS”**

Apéndice A. Diseño Viga Postensada de 30 m de Luz con el CCDSP96

Apéndice B. Diseño Viga Postensada de 30 m de luz con el CCP-14

Resumen

Título: Comparación del Diseño de un Puente de un Vano de 30 Metros, con Tablero de Viga y Losa Postensado Simplemente Apoyado Según el Código Colombiano de Puentes de 1995 (CCDSP-95) y el Código Colombiano de Puentes de 2014 (CCP-14).*

Autores: Noralis Acosta Guzmán, Sergio Andrés Ortiz Rodríguez**

Palabras Clave: CCDSP-15, CCP-14, Factores de Carga, Resistencia, Estados Límites.

Descripción

En esta monografía se presenta la comparación de un puente de un vano de 30 metros, con tablero de viga y losa postensado según el Código Colombiano de Puentes de 1995 (CCDSP-95) y la Norma Colombiana de Diseño de puentes de 2014 (CCP-14).

El Código Colombiano de Diseño de puentes (CCDSP-95) se basaba en los métodos de esfuerzos admisibles y factores de carga, y para la Norma Colombiana de Puentes (CCP-14), el cual se plantea un nuevo diseño por estados límites y utilizando factores de carga y resistencia ya más ajustados a las necesidades sociales y económicas del país.

El cambio más relevante del código vigente es el camión de diseño ya que se calibro con forme a los métodos de confiabilidad sujetos a probabilidad de falla, además el nuevo código contiene el diseño en el voladizo del tablero por evento extremo II que incluye colisión este chequeo hace que los momentos en el voladizo se incrementen un 67% aproximadamente, las pérdidas a largo plazo presentaron un incremento del 28% debido a la actualización de la ecuación de las pérdidas por humedad y retracción de fraguado del concreto, otros factores que modifican el diseño con la nueva norma son: la clasificación de la vía para utilizar un camión de diseño, el cálculo de la carga de carril, el factor de distribución, el cálculo de la carga de impacto entre otros que generan aumento en las solicitaciones.

* Monografía

** Facultad de Ingeniería Físico-Mecánica Escuela de Ingeniería Civil. Director: Gustavo Chío Cho. Doctor en Ingeniería de Caminos Canales y Puertos

Abstract

Title: Comparison of the Design of a Span Bridge of 30 Meters, With a Beam Board and Postensed Slabs According to the Colombian Code of Bridges of 1995 (Ccdsp-95) and the Colombian Code of Bridges of 2014 (Ccp-14)*

Author: Noralis Acosta Guzman, Sergio Andrés Ortiz Rodríguez**

Keywords: CCDSP-15, CCP-14, Loading Factors, Resistance, Limit States.

Description

This monograph shows the comparison of a 30 meters span bridge, with post-tensioned beam and slab board according to the Colombian Code of Bridges of 1995 (CCDSP-95) and the Colombian Bridge Design Standard of 2014 (CCP- 14).

The Colombian Bridge Design Code (CCDSP-95) was based on the methods of allowable stress and load factors, and for the Colombian Bridge Standard (CCP-14), which proposes a new design for limit states and using load and resistance factors already more adjusted to the social and economic needs of the country.

The most relevant change in the code in force is the design truck as it was calibrated according to the reliability methods subject to failure probability, in addition the new code contains the design in the board cantilever by extreme event II which includes collision, this check causes that the moments in the cantilever increase approximately 67%, the long-term losses showed an increase of 28% due to the update of the equation of moisture losses and shrinkage of concrete setting, other factors that modify the design with the new standard are: the classification of the road to use a design truck, the calculation of the lane load, the distribution factor, the calculation of the impact load among others that generate increase in the loads.

* Monograph

** Faculty of Physical-Mechanical Engineering, School of Civil Engineering. Director: Gustavo Chío Cho. PhD in Civil Engineering Channels and Ports

Introducción

Los ingenieros estructurales dedican sus esfuerzos a llenar las expectativas de la sociedad sin perder de vista la economía y la funcionalidad de los proyectos. En los últimos años los ingenieros y los científicos han trabajado conjuntamente para desarrollar métodos que den respuesta a los crecientes desafíos de la ingeniería. Aceptando que nada es absolutamente seguro, la discusión de seguridad puede darse en términos de probabilidades de falla, aceptablemente pequeñas. Partiendo de esta premisa, la teoría de la confiabilidad surgió y ha llegado a ser parte de la ciencia y la práctica de la ingeniería de hoy. Su aplicación no solamente se refiere a la seguridad de las estructuras, sino también a las condiciones de servicio y otros requerimientos de los sistemas técnicos, sujetos a alguna probabilidad de falla. (AIS, 2014)

En el caso de los puentes, la teoría de la confiabilidad ha permitido la creación, evaluación y calibración de los modelos de carga viva que representan a las complejas y aleatorias cargas reales de los vehículos que circulan. (AIS, 2014)

La creación de un código de diseño de puentes, se genera por la necesidad de tener un documento el cual pueda ser usado como guía para resolver problemas relacionados con proyectos de infraestructura vial; el mejoramiento del Código en el año 2014 se genera por el crecimiento del país, lo cual hace necesario el cambio de los tipos de vehículos que transitan en la actualidad, por esta razón es importante modificar parámetros de carga viva, deformaciones a las que son sometidas los puentes y tener en cuenta nuevos estados límites. (AIS, 2014)

El Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes de 1995 (CCDSP95) publicado en 1994, pretendía la búsqueda de una mayor seguridad y economía en los diseños estructurales con procedimientos de diseño basados en métodos estadísticos que describían la variabilidad de las propiedades de los elementos estructurales. El comité AIS-200 fue la encargada de realizar el código colombiano de puentes el cual plantea dos filosofías de diseño, la primera contempla el método de esfuerzos admisibles (ASD) y la segunda basada en el diseño por factores de carga (LFD), metodología de diseño que se basaba en la AASHTO 1992.

En el año 2014 se dio la actualización de la Norma Colombia de Diseño de Puentes CCP-14 la cual está basada en la metodología de diseño LRFD fundamentada en la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

La nueva filosofía resulto de considerar la variabilidad de las propiedades de los elementos estructurales y, en forma similar, la variabilidad de las cargas. La filosofía de diseño con factores de carga y de resistencia LRFD está basado en el uso confiable de los métodos estadísticos y define procedimientos fácilmente reutilizables por los diseñadores de puentes. (AIS, 2014)

La intención de este trabajo de grado es hacer un estudio sobre los cambios más relevantes en la viga y la losa que se presentan al diseñar un puente por métodos simplificados con el código CCDSP95 y la norma CCP-14, teniendo en cuenta que se efectuara utilizando un puente de viga postensada de un vano de 30 metros de longitud.

1. Objetivos

1.1 Objetivo General

Comparación del diseño de un puente de un vano de 30 metros, con viga postensada y losa reforzada simplemente apoyado según el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes de 1995 (CCDSP95) y la Norma Colombiano de Puentes de 2014 (CCP-14)

1.2 Objetivos Específicos

- Comparar los esfuerzos de cortantes y momentos de la vigas y losa obtenidos por los códigos CCDSP95 Y CCP-14.
- Determinar las principales diferencias de diseño en la viga y losa de los códigos CCDSP95 Y CCP-14.
- Comparar los cambios en las cantidades de obra en acero activo y pasivos requeridos para la construcción de un tablero de viga y losa postensada de 30 metros de longitud según el CCDSP95 y el CCP-14.

2. Alcance y Limitaciones

El fin de esta monografía es realizar una comparación de los cambios más significativos en cuanto a momentos, cortantes y cantidades de obra y en acero activo y pasivo del diseño de un puente de un vano de 30 metros, con tablero en concreto y viga con sección en I postensado simplemente apoyado con los Código (CCDSP95) y el Código Colombiano de Puentes de 2014 (CCP-14). Para realizar el diseño se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

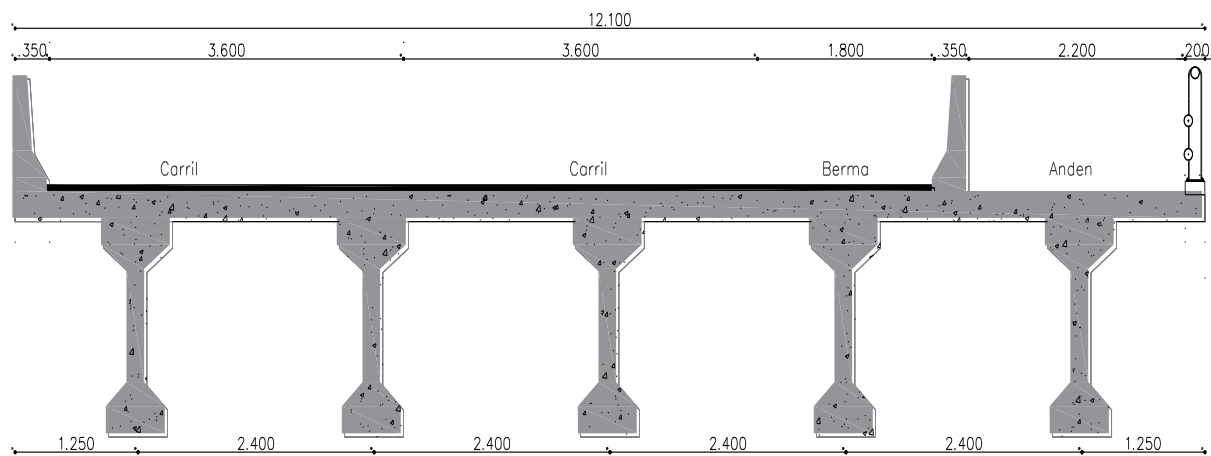


Figura 1. Sección transversal superestructura

El puente cuenta con una longitud de 30.0m y una luz entre apoyos de 29.34 m, el ancho del puente es 12.10 m y está conformado por dos carriles de 3.60 m de ancho cada uno, berma de 1.80 m, un andén de 2.20 m, dos barreras de tráfico y una baranda peatonal como se presenta en la Figura 1.

La Resistencia a la compresión Tablero es 28 MPa y está apoyado sobre 5 vigas con sección I en concreto postensado con una resistencia a la compresión de 42 MPa, el esfuerzo de fluencia del acero es de $f_y = 420$ MPa y $f_{yp} = 1674$ MPa.

La sección geométrica de la viga y la losa será la misma para realizar el diseño con ambos códigos.

La comparación se realizó con la carga viva producida por el camión CC-14 para el Código CCP-14, y el camión C40-95 para el Código CCDSP95.

2. Antecedentes

La primera norma para el diseño y construcción de puentes se publicó en el año 1931 por la asociación americana de oficiales de autopistas estatales (AASHO), esta publicación se tituló por sus siglas en inglés (American Association of States Highway Official), posteriormente el título original se eliminó y se ha vuelto a publicar en ediciones consecutivas en intervalos de aproximadamente cuatro años, desde entonces la asociación (AASHTO) publica las Especificaciones estándar para puentes y autopistas (AASHTO, 2012-2014).

A comienzos de los años 70, la única filosofía de diseño aplicada en las especificaciones estándar fue la conocida como Diseño por Esfuerzos de Trabajo (WSD) por sus siglas en inglés (Working Stress Design), el cual establece los esfuerzos admisibles como una fracción de la resistencia de un determinado material y requería que los esfuerzos de diseño calculados no

excedieran los esfuerzos admisibles determinados. A inicios de 1970, la metodología WSD comenzó a ser ajustada para reflejar la variabilidad de ciertos tipos de carga, tales como las cargas vehiculares, las fuerzas sísmicas y viento. Esto se logró mediante ajuste de factores de diseño, dando lugar a una filosofía de diseño llamada Factores de Carga LFD por sus siglas en ingles Load Factor Design. La metodología WSD y LFD.

La nueva filosofía resulto de considerar la variabilidad de las propiedades de los electos estructurales y en forma similar, la variabilidad de las cargas. La filosofía de diseño con factores de carga y de resistencia LRFD está basada en el uso confiable de los métodos estadísticos y define procedimientos fácilmente utilizados por los diseñadores de puentes. (AIS, 2014).

Por medio de una resolución emitida por el ministerio de transporte el día 26 de enero de 2015 se implementa el nuevo código colombiano CCP-14 dejando atrás el CCDSP95, en el nuevo código se presentan cambios importantes en las cargas vivas y el sismo de diseño, además de cambios para el análisis de la superestructura como en el incremento dinámico y el factor de distribución.

3. Metodología

Para realizar el diseño de la losa y la viga, se debe tener claridad de un procedimiento según los códigos colombiano de puentes. A continuación, se presenta los pasos a seguir para realizar dicho diseño.

3.1 Definir la sección transversal del puente.

- Barreras.
- Carriles (número de carriles y ancho).
- Zona peatonal.

3.2 Definición de materiales.

- Concreto.
- Acero pasivo (acero de refuerzo)
- Acero de preesfuerzo.
- Asfalto.

3.3 Redimensionamiento de la viga y losa

- Determinación del espesor de la losa
- Cálculo de la separación de ejes de viga
- Determinar el espesor del alma de asumiendo diámetro y número de torones para la viga
- Determinación de anchos en el patín superior e inferior

3.4 Diseño de la losa.

- Determinación de cargas
- Franja equivalente.
- Determinar el número de camiones transversalmente.
- Determinar y calcular los momentos positivos y negativos por carga viva.
- Determinar momentos por peso propio y sobreimpuestas.
- Calcular refuerzo de la losa.

3.5 Diseño de viga

- Calcular el ancho aferente de la losa.
- Determinar cargas por peso propio.
- Determinar cargas sobreimpuestas.
- Determinar el camión de diseño.
- Avalúo de solicitaciones.
 - Momentos por peso propio de la sección simple.
 - Momentos de la sección simple más peso de la losa y riostra.
 - Momentos por carga sobreimpuesta.
 - Momentos por carga viva.
- Calcular el factor de distribución.
- Valoración de las fuerzas de tensionamiento.

- Determinación de las fuerzas de preesfuerzo.
- Determinación del porcentaje de tensionamiento por etapas.
- Cálculo de torones.
- Definir trayectoria de cables.
- Cálculo de pérdidas a corto plazo.
 - Por curvatura y rozamiento.
 - Por acortamiento elástico.
- Cálculo de pérdidas a largo plazo.
 - Humedad y retracción de fraguado del concreto (SHRINKAGE).
 - Flujo plástico del concreto (CREEP).
 - Relajación del acero.
- Cálculo en los esfuerzos de la sección simple y compuesta.
- Verificación de esfuerzos en los estados de construcción.
- Chequeo por resistencia última en el centro de la luz.
- Diseño por cortante.

Una vez se obtengan los resultados del diseño se procede a:

Comparar los factores más relevantes de los códigos CCDSP-95 y el CCP-14 como momento y cortante. Comparar los cambios en las cantidades de obra en acero activo y pasivo requeridos para la construcción de un tablero de viga y losa postensada de 30 metros de longitud según el CCP-95 y el CCP-14.

4. Parámetros de Diseño Entre el CCP-14 y CCDSP95

En esta sección se muestra los parámetros requeridos para realizar el diseño de la viga y el tablero de los Códigos CCDSP95 y CCP-14.

4.1 Código colombiano de puentes CCDSP95

4.1.1 Nomenclatura cargas

C = fuerza centrífuga como porcentaje de carga viva (A.3.4.5)

CF = fuerza centrífuga (A.3.12)

D = carga muerta (A.3.12)

E = presión de tierras (A. 3.12)

I = fracción de impacto (A.3.4.3)

L = carga viva (A.3.12)

LF = fuerza longitudinal por carga viva (A.3.12)

P = carga viva en andenes (A.3.4.8.1)

P = presión por la corriente de agua (A.3.9.1.1)

S = retracción del fraguado (A.3.12)

SF = presión por flujo de la corriente (A.3.12)

T = temperatura (A.3.12)

W = carga por viento sobre la estructura (A.3.12)

WL = carga por viento sobre carga viva (A.3.12)

4.1.2 Cargas

4.1.2.1 *Combinaciones y factores de carga.* En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presentan las Combinaciones y Factores de Carga del CCDSP-95

Tabla 1.

Combinaciones y Factores de Carga CCDSP-95 (Tabla A3.12-1)

Columna No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Grupo	γ	Factor β											
		D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	%
Método de Resistencia Ultima	I	1.3	β_D	1.67*	1	β_E	1	1	0	0	0	0	N
	IA	1.3	β_D	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
	II	1.3	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0
	III	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	A
	IV	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	P
	V	1.25	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	L
	VI	1.25	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	I
	VII	1.0	β_D^*	0	0	β_E^*	1	1	0	0	0	0	1* C
	VIII	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	A
	IX	1.2	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0
	X	1.3	1	1.67	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0
Método de Los Esfuerzos Admisibles	I	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	125
	IV	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	125
	V	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	140
	VI	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	140
	VII	1.0	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	133
	VIII	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	140
	IX	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	150
	X	1.0	1	1	0	β_E	0	0	0	0	0	0	100

*Se puede usar 1.25 en vez de 1.67 en el diseño de vigas exteriores de piso, cuando la combinación

de carga viva sobre andén y la carga de tráfico más impacto rige el diseño; sin embargo, la capacidad de la sección no debe ser menor que la requerida para carga viva de tráfico pesado solamente, con un factor igual a 1.67.

Se puede utilizar 1.0 en vez de 1.67 para diseño de placas de piso con combinación de cargas descritas en la Sección A.4.2.

- $\beta_E = 1.3$ para presión lateral de tierras sobre muros de contención y marcos rígidos, sin incluir alcantarillas rígidas
- $\beta_E = 0.5$ para presión lateral de tierras para momentos positivos en marcos rígidos, ver Sección A.3.11
- $\beta_E = 1.0$ para presión vertical de tierras
- $\beta_D = 0.75$ cuando se estudia elementos con mínima carga axial y máximo momento o máxima excentricidad para diseño de columnas
- $\beta_D = 1.0$ cuando se estudian elementos con máxima carga axial y mínimo momento para diseño de columnas
- $\beta_D = 1.0$ para elementos a flexión o tracción
- $\beta_E = 1.0$ para alcantarillas rígidas
- $\beta_E = 1.5$ para alcantarillas flexibles

Para el Grupo X de cargas (alcantarillas) el factor β_E se debe aplicar para cargas horizontales y verticales *Véase numerales A.3.5.12.1 y A.3.5.12.2

4.1.2.2 Carga Viva. La carga viva es el peso de las cargas móviles aplicadas de los vehículos y peatones de acuerdo con la Sección A.3.4 del código CCDSP95.

4.1.2.3 Carga Carriles. La carga viva para puentes de carreteras está conformada por camiones estándar o líneas de carga que son equivalentes a trenes de camiones.

En la Figura 1 se muestran dos cargas de carretera C 40 -95 y el C 32-95.

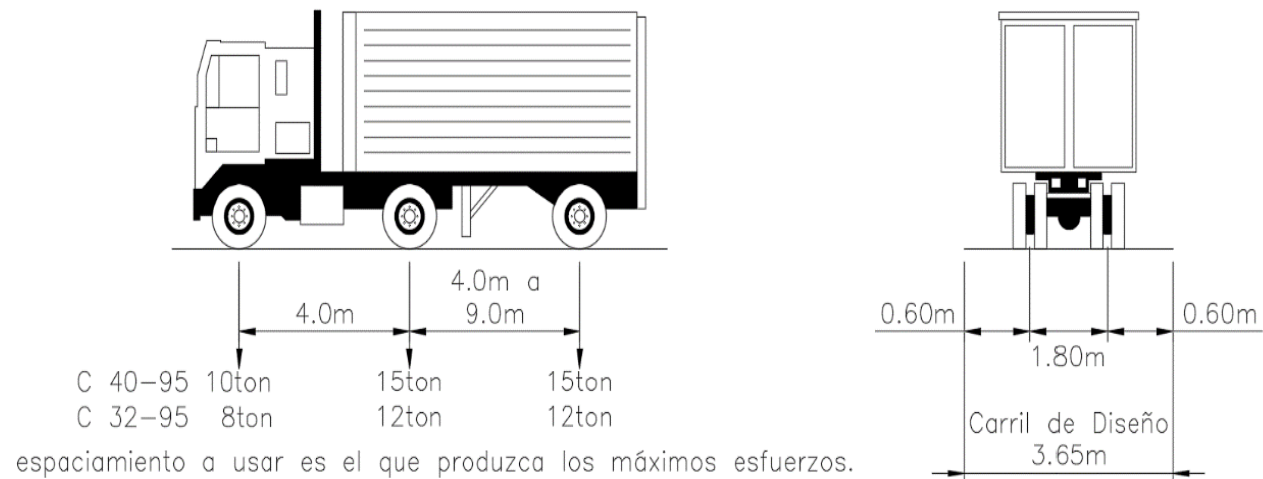


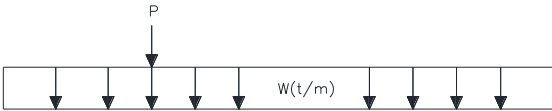
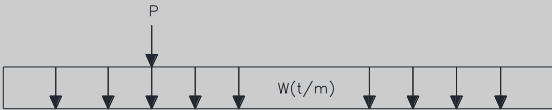
Figura 1. Camión estándar definido en CCDSP-95 (figura A.3.4A)

Se supone que el camión de diseño o la línea de carga equivalente ocupa un ancho de 3.05m sobre una línea perpendicular al carril.

El cálculo de momentos y cortantes deben usarse diferentes cargas concentradas, como se indica en la Tabla 2. La carga concentrada más liviana debe usarse cuando se calculen esfuerzos de flexión y la más pesada cuando los esfuerzos a calcular son de cortante.

Tabla 2.

Carril de carga CCDSP-95 (figura A.3.4B)

			
Luz		Carga	
Momento	$L > 28.0$	Camión	
	$28.0 \leq L \leq 100$	Carril	$W = 1.50 - \frac{L-28}{200}$ $P=12.0t$
	$L > 100$	Carril	$W = 1.14t/m$ $P=12.0t$
Cortante	$L > 28.0$	Camión	
	$28.0 \leq L \leq 134$	Carril	$W = 1.50 - \frac{L-28}{300}$ $P=16.0t$
	$L \geq 134$	Carril	$W = 1.14t/m$ $P=16.0t$
C 40-95			
			
Luz		Carga	
Momento	$L > 28.0$	Camión	
	$28.0 \leq L \leq 100$	Carril	$W = 1.20 - \frac{L-28}{200}$ $P=9.6t$
	$L > 100$	Carril	$W = 0.912t/m$ $P=9.6t$
Cortante	$L > 28.0$	Camión	
	$28.0 \leq L \leq 134$	Carril	$W = 1.50 - \frac{L-28}{300}$ $P=12.8t$
	$L \geq 134$	Carril	$W = 0.912t/m$ $P=12.8t$
C 32 - 95			

4.1.2.4 Impacto. La carga viva de los vehículos debe incrementarse para aquellos elementos estructurales indicados en el grupo A, para tener en cuenta los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto. Se permite que el impacto no se aplique a los elementos del grupo B. El impacto se incluye como una de las cargas transmitidas de la superestructura a la infraestructura, pero no debe aplicarse en las cargas transmitidas a cimientos o a las partes de pilas o columnas que están enterradas.

Grupo A. Elementos estructurales sobre los que se aplica impacto.

1. Superestructura, incluyendo brazos de marcos rígidos.
2. Pilas (con o sin apoyos de cualquier tipo) excluyendo los cimientos y las partes enterradas.

3. Las partes de los pilotes de concreto o acero que están por encima del terreno y que soportan la superestructura.

Grupo B. Elementos estructurales sobre los que no se aplica el impacto.

1. Estribos, muros de contención y pilotes, excepto lo especificado en el numeral A.3.4.3.1.1 (3).
2. Estructuras de madera.
3. Cargas de los andenes.
4. Alcantarillas y estructuras sobre las que existe un relleno de más de 1.0 m de altura.

El incremento permitido por efecto del impacto se expresa como un porcentaje del esfuerzo de la carga viva y debe incrementarse de acuerdo a la siguiente formula:

$$I = \frac{16}{L + 40}$$

4.1.2.5 *Reducción de la intensidad de las cargas.* En la **¡Error! No se encuentra el origen de a referencia.** se muestra la reducción de la intensidad de las cargas del CCDSP95.

Tabla 3.

Reducción de la intensidad de las cargas (A.3.4.7.1)

	Porcentaje
Uno o dos carriles	100
Tres carriles	90
Cuatro carriles o mas	75

4.1.2.6 *Factor de rueda para momentos flectores.* Para vigas interiores. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** presenta el factor de rueda para vigas interiores CCDSP95.

Tabla 4.

Factor de rueda para vigas interiores CCDSP-95 (Sección A.4.3)

Clase de piso	Puentes de una calzada		Puentes de dos o más calzadas	
	F.R.	S	F.R.	S
Concreto sobre vigas de acero en I o de concreto preesforzado	S/2.1	≤ 3.0	S/1.7	≤ 4.0
Concreto sobre vigas en T de concreto	S/2.0	≤ 2.0	S/1.8	≤ 3.0
Perrillas de acero con espesor menor de 10cm o mas	S/1.4 S/1.8	≤ 1.8	S/1.2	≤ 3.2
Placas de acero corrugadas espesor mínimo de 5cm	S/1.7		S/1.4	

Cuando S exceda los valores anotados para cada uno de los casos, el factor de rueda se determina suponiendo que la losa actúa como viga simple, apoyada entre las vigas longitudinales.

Para vigas exteriores: Los momentos debidos a la carga viva se deben calcular con un factor de rueda obtenido suponiendo que la losa actúa como viga simple, apoyada entre las vigas longitudinales, excepto en el caso de una losa de concreto que este soportada por 4 o más vigas de acero. En este caso el factor de rueda es igual a S/1.7 cuando S sea mayor o igual a 1.8m, o igual a $S/(1.2+0.25S)$ cuando S este entre 1.8m y 4.3m.

4.2 Código colombiano de puentes CCP-14

4.2.1 Cargas

4.2.1.1 Cargas Permanentes

CR = fuerzas debidas al flujo plástico

DD = fuerza de fricción negativa

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

DW = peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones

EH = empuje horizontal del suelo

EL = fuerzas misceláneas resultantes del proceso de construcción, incluyendo el izaje de voladizos en construcción por segmentos

ES = sobrecarga de suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

PS = fuerzas secundarias debidas a pretensado

SH = fuerzas debidas a la retracción

4.2.1.2 Cargas Transitorias

BL = carga de explosión

BR = fuerza de frenado vehicular

CE = fuerza centrífuga vehicular

CT = fuerza de colisión vehicular

CV = fuerza de colisión de embarcaciones

EQ = carga sísmica

FR = carga de fricción

IC = carga de hielo

IM = incremento de carga dinámica vehicular

LL = carga viva vehicular

LS = sobrecarga de carga viva

PL = carga viva peatonal

SE = fuerzas debidas a asentamiento

Tabla 6.

Factores para carga permanente CCP-14 (Tabla 3.4.1-2)

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

4.2.1.4 Carga vehicular LL. Este código considera 2 vehículos de diseño nombrados camión y tándem de diseño. El peso y el espaciamiento de los ejes de rueda para el camión y en tándem deben ser como se especifica en la Figura 2 y Figura 3, además se deberá una asignación de carga dinámica como se especifica en el artículo 3.6.2 del CCP-14.

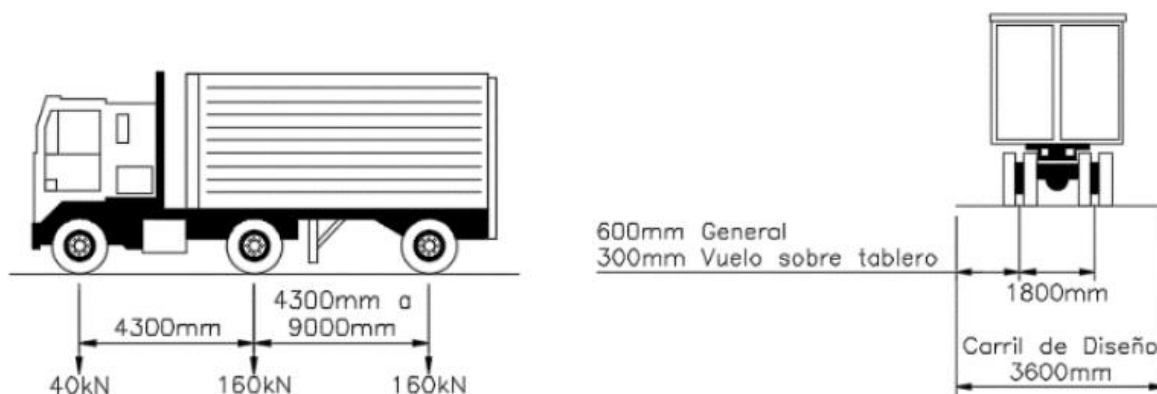


Figura 2. Camión de diseño CCP-14 (3.6.1.2.2)

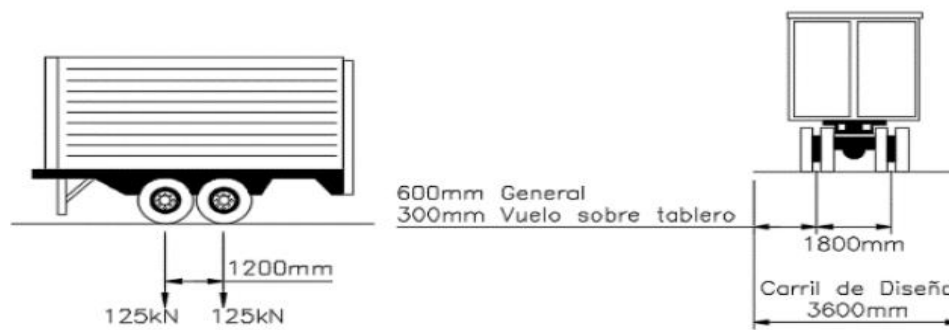


Figura 3. Tándem de diseño CCP-14 (3.6.1.2.3)

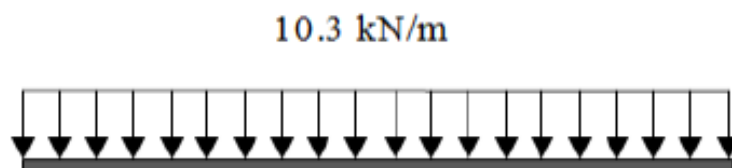


Figura 4. Carga de carril de diseño

4.2.1.5 Presencia múltiple por carga viva. La fuerza de carga viva extrema debe determinarse considerando cada combinación posible de número de carriles cargados multiplicados por un factor correspondiente de presencia múltiple para tener en cuenta la probabilidad de ocupación simultánea de los carriles por la carga viva CC-14 completa. Los valores se especifican en la Tabla 7.

Tabla 7.

Factor de presencia múltiple, m CCP-14 (Tabla 3.6.1.1.2-1)

Número de Carriles Cargados	Factores de Presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

4.2.1.6 Amplificación de la carga dinámica. Para amplificar por una carga dinámica los efectos estáticos del camión o tándem deben multiplicarse por los porcentajes que se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8.

Amplificación por carga dinámica IM CCP-14 (Tabla 3.6.2.1-1)

Componente	IM
Juntas de tablero – todos los estados limite	75%
Todos los demás componentes:	
• Estado límite de fatiga y de fractura	15%
• Todos los demás estados limites	33%

4.2.1.7 Factor de distribución de momento

Para vigas interiores

El momento de carga viva para vigas interiores con tableros de concreto se puede calcular por medio de la fracción de carril especificada en la Tabla 9.

Tabla 9.

Distribución de cargas vivas para momentos en vigas interiores CCP-14 (Tabla 4.6.2.2.2b-1)

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de distribución	Rango de aplicación
Tablero de madera sobre vigas de madera o de acero	(a), (l)	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de concreto sobre vigas de madera	(l)	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de concreto, empujillado lleno, parcialmente lleno, o tablero de empujillado no lleno compuesto por una losa de concreto reforzado sobre vigas de acero o de concreto; vigas T de concreto, secciones T y doble T	(a), (e), (k) y también (l), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4.1623 \times 10^9 \leq K_g \leq 2.9136 \times 10^{12}$
		Use el menor de los valores obtenidos a partir de la ecuación de arriba con $N_b = 3$ o la regla de la palanca	$N_b = 3$
Cajón multicelular de concreto fundido in situ	(d)	Un carril de diseño cargado: $\left(1.75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$ Dos o más carriles de diseño cargados:	$2100 \leq S \leq 4000$ $18000 \leq L \leq 73000$ $N_c \geq 3$ Si $N_c > 8$ use $N_c = 8$

		$\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3} \left(\frac{S}{1800}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.25}$	
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto esparcidas	(b), (c),	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{900}\right)^{0.35} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0.6} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.125}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		Use la regla de la palanca	$S > 5500$
Vigas cajón de concreto usadas en tableros de múltiples vigas	(f) (f) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $k \left(\frac{b}{2.8L}\right)^{0.5} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.25}$ donde: $k = 2.5(N_b)^{-0.2} \geq 1.5$ Dos o más carriles de diseño cargados: $k \left(\frac{b}{7750}\right)^{0.6} \left(\frac{b}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.06}$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37000$ $5 \leq N_b \leq 20$
	(h)	Independientemente del número de carriles cargados: S/D donde: $C = K(W/L) \leq K$ $D = 300[11.5 - N_L + 1.4N_L(1 - 0.2C)^2]$ cuando $C \leq 5$ $D = 300[11.5 - N_L]$ cuando $C > 5$ $K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$ Para diseño preliminar, se pueden usar los siguientes valores de K :	Esviaje $\leq 45^\circ$ $N_L \leq 6$
	(g), (i), (j) si están conectadas apenas lo suficiente para prevenir el desplazamiento vertical relativo en la interfaz	Tipo de viga K Vigas rectangulares macizas 0.7 Vigas rectangulares con vacíos circulares 0.8 Vigas cajón 1.0 Vigas canal 2.2 Vigas T 2.0 Vigas doble T 2.0	
Tablero empujillado de abierto de acero sobre vigas de acero	(a)	Un carril de diseño cargado: $S/2300$ si $t_g < 100$ $S/3000$ si $t_g \geq 100$ Dos o más carriles cargados: $S/2400$ si $t_g < 100$ $S/3000$ si $t_g \geq 100$	$S \leq 1800$ $S \leq 3200$
Tablero de concreto sobre vigas cajón múltiples de acero	(b), (c)	Independientemente de los carriles cargados: $0.05 + 0.85 \frac{N_b}{N_L} + \frac{0.425}{N_L}$	$0.5 \leq \frac{N_b}{N_L} \leq 1.5$

Para vigas exteriores: El momento de carga viva para vigas exteriores se puede calcular por medio de la fracción de carril g , especificada en la Tabla 10.

Tabla 10.

Distribución de cargas vivas para momentos en vigas exteriores CCP-14 (Tabla 4.6.2.2.2d-1)

Tipo de estructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicación
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	(a), (l)	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tableros de concreto sobre vigas de madera	(l)	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto, emparrillado lleno, parcialmente lleno, o tablero de emparrillado no lleno compuesto por una losa de concreto	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Use el menor de los valores obtenidos a partir de la ecuación	$N_b = 3$

reforzado sobre vigas de acero o de concreto; vigas T de concreto, secciones T y doble T			de arriba con $N_b = 3$ o de la regla de la palanca	
Cajón multicelular de concreto fundido In Situ	(d)	$g = \frac{W_e}{4300}$	$g = \frac{W_e}{4300}$	$W_e \leq S$
		O las disposiciones para un diseño de ancho completo especificado en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto esparcidas	(b), (c)	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0.97 + \frac{d_e}{8700}$	$0 \leq d_e \leq 1400$ $1800 < S \leq 5500$
			Use la regla de la palanca	$S > 5500$
Vigas cajón de concreto usadas en tableros de múltiples vigas	(f), (g)	$g = e g_{interior}$ $e = 1.125 + \frac{d_e}{9100} \geq 1.0$	$g = e g_{interior}$ $e = 1.04 + \frac{d_e}{7600} \geq 1.0$	$d_e \leq 600$
Vigas de concreto distintas a las vigas cajón usadas en tableros de múltiples vigas	(h)	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
	(i), (j) si están conectadas apenas lo suficiente para prevenir el desplazamiento vertical relativo en la interface			
Tablero de emparrillado abierto de acero sobre vigas de acero	(a)	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto sobre vigas cajón múltiples de acero	(b), (c)	Como se especifica en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

5. Descripción del Puente a Comparar

5.1 Datos Generales

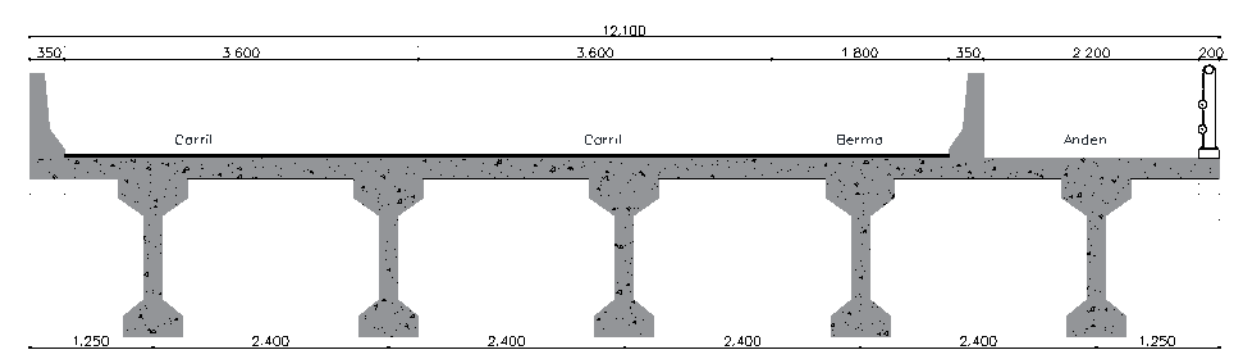


Figura 5. Sección transversal superestructura

Tabla 11.

Datos generales del Puente

Datos generales del Puente	
LargoPuente	30.0 m
Luz a ejes =	29.34 m
APuente	12.1 m
N.Carriles	2.0 m
ACarril	3.6 m
PPeatonal	2.2 m
ABerma IZQ	1.8 m
ABerma DER	0.0 m
Baranda de trafico	
BTIZQ=	0.35 m
BTDER=	0.35 m
Baranda Peatonal	
Bp=	0.20 m
Carpeta Asfáltica	
eAsfalto	0.05 m

5.1.1 Materiales

Tabla 12.

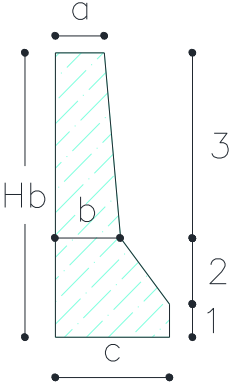
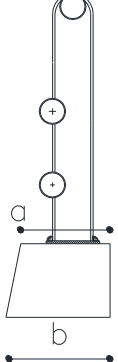
Materiales

Pesos Unitarios			<u>Acero</u>		
□Asfalto	22	kN/m3	f _y	420	MPa
□Concreto	24	kN/m3	f _{yp}	1674	MPa
Resistencia a la compresión Viga					
f'c	42	MPa			
Resistencia a la compresión Tablero					
f'c	28	MPa			

Para el diseño se calculó el peso de la barrera y baranda como se muestra en la siguiente Tabla.

Tabla 13.

Geometría y peso barrera de tráfico y baranda peatonal

<u>Geometria de barreras de trafico</u>				<u>Geometria de branda peatonal</u>			
	Hb	86	cm		a	15	cm
	1	10	cm		b	20	cm
	2	20	cm		c	10	cm
	3	56	cm		A	175	cm ²
	a	15	cm		Peso Baranda Metálica		
	b	20	cm		0.70 kN/m		
	c	35	cm	Peso de la baranda:			
	A	1880	cm ²	1.12 kN/m			
Peso Barrera:	4.51 kN/m						

6. Diseño de la Losa y la Viga I Postensada Mediante el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP95

Este capítulo muestra los resultados obtenidos del diseño del puente, para ver en detalle el cálculo de estos resultados ver Apéndice A.

6.1 Diseño de Tablero

Tabla 14.

Redimensionamiento de la losa con el CCP-14

Predimensionamiento		
Se sugiere una separación de vigas S_v =		2.40 m
Luz del voladizo $L_{voladizo}$ =		1.25 m
# vigas		5
Espesor de la losa t_L		
		0.216 m
$t_{L \text{ min}} = \frac{1.2(S_v + 3000)}{30}$		
$t_L =$		0.20 m

6.1.1 Luz Intermedia

Carga muerta

Peso propio	0.20x 24	= 4.80kN/m ²
Rodadura asfáltica	0.07 x23	= <u>1.61 kN/m²</u>
		6.41kN/m ²

6.1.2 Momento Carga Muerta

$$M_{cm} = \pm 1/10 \times W \times S^2$$

$$M_{cm} = \pm 1/10 \times 6.40 \times 1.80^2$$

$$M_{cm} = \pm 2.07 \text{ kN-m}$$

6.1.3 Momento Carga Viva Se debe aplicar un factor de continuidad de 1.0 a los momentos tanto positivos como negativos para carga viva, según A.4.2.2.1.1.

$$M_{cv} = 1.0 \times P(S+0.6)/9.8$$

Como el camión es un C40-95 la carga P es 73.58 kN

$$M_{cv} = 1.0 \times 73.58 \times (1.80 + 0.6) / 9.8$$

$$M_{cv} = 18.00 \text{ kN-m}$$

Momento carga viva + impacto

Impacto en la losa

$$I = 16 / (L + 40) \leq 0.30$$

Para losas apoyadas sobre vigas la longitud del elemento L debe ser centro a centro de los apoyos L = 2.40m

$$I = 16 / (2.40 + 40) = 0.37 > 0.30$$

$$I = 0.30$$

$$M_{cv+I} = M_{cv} \times (1.0 + I)$$

$$M_{cv+I} = 18.00 \times (1 + 0.30)$$

$$M_{cv+I} = 23.4 \text{ kN-m}$$

6.1.4 Momento Último

- $M_u = 1.3x (M_{cm} + 1.67x M_{cv} + I)$
- $M_u = 1.3x (2.07 + 1.67x 23.4)$
- $M_u = \pm 53.5 \text{ kN-m}$
- Para acero positivo
- $d = 16.70 \text{ cm}$

6.1.5 Diseño del Acero

- Para $f'_c = 28 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$
- $M_u = 53.5 \text{ kN-m}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 16.7 \text{ cm}$
- $\rho = 0.00542$
- $A_s = 9.05 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se proporciona # 5 $\rightarrow$ Area = 2.00 cm^2

$$2.00/9.05 = 0.22 \text{ m}$$

Se propone #5 @ 0.22 m centro a centro

Para refuerzo negativo

$$d = 14.2 \text{ cm}$$

Diseño del acero

- Para $f'_c = 28 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$
- $M_u = 53.5 \text{ kN-m}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 14.2 \text{ cm}$
- $\rho = 0.00772$
- $A_s = 10.96 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Se propone # 5 @ 0.18 m Centro a Centro

6.1.6 Voladizo

- Carga muerta
- Peso de la losa $0.20 * 24 = 4.8 \text{ kN/m}^2$
- Barrera $= 4.51 \text{ kN/m}$
- $W =$ peso de la losa
- $s =$ Luz del voladizo
- $P_b =$ Peso de la barrera
- $x =$ distancia del centroide de la barrera.
- $M_{cm} = W * S^2/2 + P_b * x =$
- $M_{cm} = (4.80) * 0.95^2 / 2 + 4.51 * 0.775$
- $M_{cm} = 5.66 \text{ kN-m}$

Carga viva:

- $M_{cv} = P \cdot (x) / E =$
- $P = 73.58 \text{ ton (camión C40-95)}$
- $x = 1.25 - 0.95 = 0.30$
- $E =$ ancho para distribuir la carga del camión C40-95. Como el refuerzo de la losa del tablero es perpendicular al tráfico, se debe distribuir sobre un ancho de $E = 0.8x + 1.1$
- $E = 0.8 \times 0.30 + 1.1 = 1.34$
- $M_{cv} = 73.58 \cdot (0.3) / 1.34 = 16.47 \text{ kN-m}$
- $M_{cv+i} = 1.47 \times 1.3 = 21.41 \text{ kN-m}$

El Momento último para calcular el acero será:

- $M_u = 1.3 \cdot (M_{cm} + 1.67 \cdot M_{cv} + I)$
- $M_u = 1.3 \cdot (5.66 + 1.67 \cdot 21.41)$
- $M_u = 53.84 \text{ kN-m}$

6.1.7 Diseño del Acero. Para $f'_c = 28 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$

- $M_u = 53.84 \text{ kN-m}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 14.2 \text{ cm}$
- $\rho = 0.00777$
- $A_s = 11.04 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Se propone acero #5 cada 0.18m

El acero de distribución según A.4.2.2.1.3

$$Porcentaje = \frac{121}{\sqrt{S}} < 67\%$$

$$Porcentaje = \frac{121}{\sqrt{1.80}} < 67\%$$

90% > 67 entonces

$$A_{sr} = 9.05 \times 0.67 =$$

$$A_{sr} = 6.06 \text{ cm}^2$$

Usar #4 a 0.20 m.

El acero por temperatura,

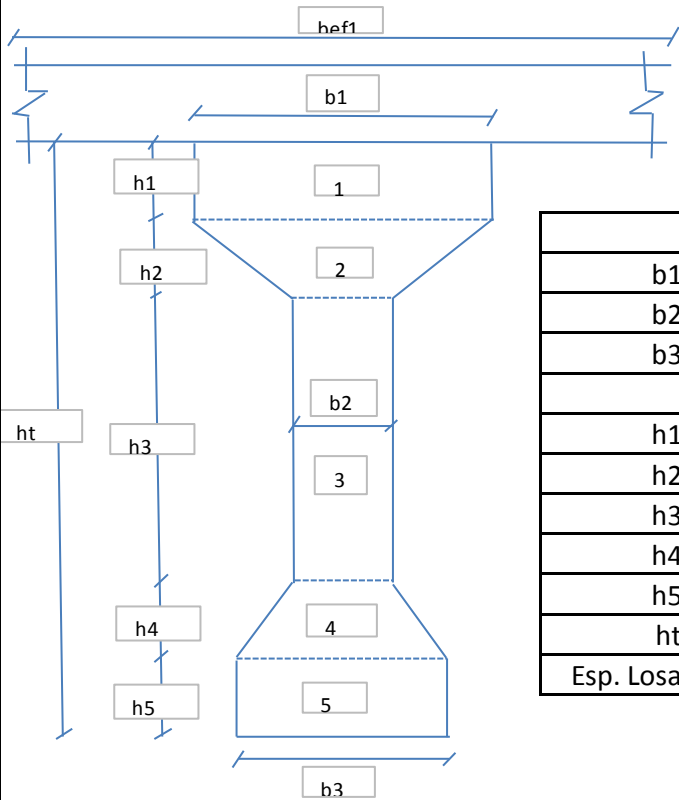
$$A_T = 3.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se utilizará #4 a 0.40m centro a centro.

6.2 Diseño de la Viga

6.2.1 Datos Generales

Luz calculo viga (Lv) (m)=	29.34	Separacion ejes vigas (Sv) (m):	2.40
Concretos: f'ci viga (MPa):	37.8	f'ci losa (MPa):	25.2
Concretos: f'c viga (MPa):	42	f'c losa (MPa):	28
Ancho total losa (m):	12.1	No vigas:	5
Long. Voladizo losa (m):	1.25	Ancho Bordillo (m):	0.35



DIMENSIONES		
b1=	0.75	m
b2=	0.2	m
b3=	0.6	m
h1=	0.2	m
h2=	0.12	m
h3=	0.86	m
h4=	0.12	m
h5=	0.2	m
ht=	1.5	m
Esp. Losa=	0.2	m

Figura 7. Datos Generales

6.2.2 Avalúo de cargas y solicitaciones

Tabla 15.

Avaluó de cargas y solicitaciones

Longitud Aferente de la Losa:		2.40	m
Peso propio de la Losa:		11.52	kN/m
Peso propio de la viga:		14.193	kN/m
total:		25.713	kN/m
Cargas sobreimpuestas: (valores totales a repartir entre No de vigas)			
Separadores tráfico:		0.00	kN/m
Pavimento:	espesor (m):	0.05	2.640
Barreras:		9.02	1.804
Barandas:		1.12	0.224
total:		4.668	kN/m
Riostra:			
Peso Riostra:		8.080	kN
No riostras:	1	total:	8.080
			kN

6.2.2.1 Factor de Distribución

Para vigas interiores

$$S/2.1 = 2.4/2.1 = \mathbf{1.14}$$

Para vigas exteriores

$$S/(1.21+0.25*S) = 2.4/(1.21+0.25*2.4) = \mathbf{1.33}$$

6.2.2.2 Impacto

$$I = S/(L+40) = 2.4/(29.34+40) = \mathbf{0.23}$$

6.2.2.2.1 Carga de Vehicular

Tabla 16.

Carga de Vehicular

Avaluó de la carga viva:			Avaluó de la carga viva:		
Línea de carga por flexión:			Línea de carga por cortante:		
L=	29.34	m	L=	29.34	m
W carril:	14.62	kN-m	W carril:	14.54	kN-m
P carril:	117.72	ton	P carril:	156.96	ton
Impacto:	0.23		Impacto:	0.23	
Factor de rueda (FR):			Factor de rueda (FR):		
Viga Interna:	1.14		Viga Interna:	1.14	
Viga Externa:	1.33		Viga Externa:	1.33	
W _(L+I) diseño:	11.96	kN/m	W _(L+I) diseño:	11.89	kN/m
P _(L+I) diseño:	96.29	kN/m	P _(L+I) diseño:	128.39	kN/m
M _L =	2436.32	kN-m	V _L =	370.27	kN
Momento y Cortante debido al peso propio de la sección simple:					
M _{pp} =	1527.25	kN-m	V _{pp} =	208.2	kN
Momento y cortante debido al peso propio de la sección simple más peso losa y riostra:					
M _D =	2826.12	kN-m	V _D =	381.3	kN
Momento y cortante debido a las Cargas Sobre impuestas:					
M _{DS} =	502.30	kN-m	V _{DS} =	68.5	kN
Avaluó de la carga viva:			Avaluó de la carga viva:		
Línea de carga por flexión:			Línea de carga por flexión:		
M _(LL) =	2436.31	kN-m	V _{(LL+IM)*FD}	320.1	kN
Momento por carga Viva:			Cortante por carga último		
M _{(LL+IM)*FD}	1992.78	kN-m	V _u =	1279.58	kN

6.2.3 Fuerza de Tensionamiento. Momento de diseño: estado de Servicio (Acción del peso propio, peso de la losa, cargas sobre impuestas y carga viva:

$$M_{\text{diseno}} = 5321.20 \text{ kN-m}$$

$$\text{Fuerza de preesfuerzo } P_{t=0} = 4145.34 \text{ kN}$$

El tensionamiento será en dos etapas la primera tendrá el 60% y el segundo el 40% de la fuerza de preesfuerzo, se asume una pérdida del 25% de la fuerza de preesfuerzo.

Fuerza de preesfuerzo con 25% de pérdida **$P_{t=0} = 5527.12 \text{ kN}$**

El primer tensionamiento requiere 3 cables cada uno con 5 torones de 5/8". El segundo tensionamiento requiere 2 cables cada uno con 7 torones de 5/8". Para un total de 40 torones de 5/8". En la Tabla 17 se presenta el resumen del tensionamiento para los cables diseñados con el CCDSP95.

Tabla 17.

Resumen del tensionamiento

Resumen del Tensionamiento				
Tensionamiento	No Cables	No Torones	No torones/ cable	Fuerza/ cable
Primer tensionamiento	3	21	8	1313.8 kN
Segundo tensionamiento	2	14	8	1313.8 kN

6.2.4 Pérdidas. Las pérdidas se calcularon teniendo en cuenta el esfuerzo inicial de tensionamiento $f_{pj} = 124.2 \text{ kN/cm}^2$.

Pérdidas por fricción y curvatura = 17.2 kN/cm^2 .

Pérdidas por acortamiento elástico: 1^{ra} etapa = 2.61 kN/cm^2

2^{da} etapa = 1.15 kN/cm^2

Pérdidas por humedad y retracción de fraguado del concreto (shrinkage) = 2.80 kN/cm^2

Pérdidas por flujo plástico del concreto (CREEP) = 9.42 kN/cm^2

Pérdidas por relajación del acero = 2.63 kN/cm^2

Pérdidas totales a largo plazo = 14.85 kN/cm^2

7. Diseño de la Losa y la Viga I Postensada Mediante el Código Colombiano de Puentes

CCP-14

Este capítulo muestra los resultados obtenidos del diseño del puente, para ver en detalle el cálculo de estos resultados ver Apéndice B.

7.1 Diseño del Tablero

La losa se modeló en SAP 2000 para calcular momentos producidos por la carga muerta, la sobrepuesta y la carga viva la cual se realizó con el camión CC-14.

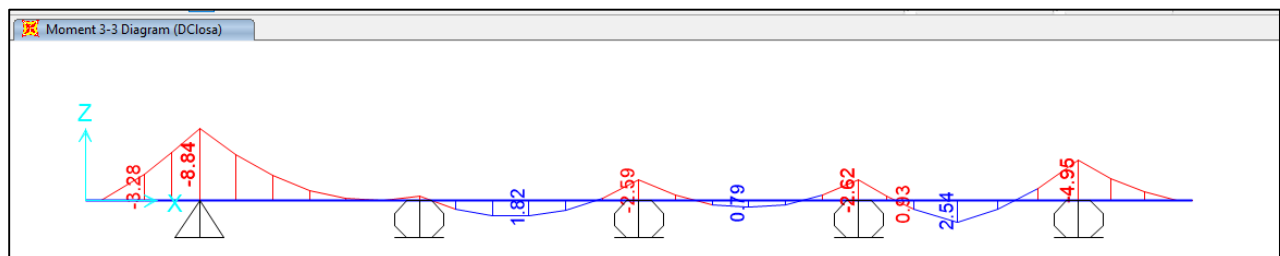


Figura 8. Diagrama de Momentos-Cargas Sobreimpuestas (DC) [kN-m]

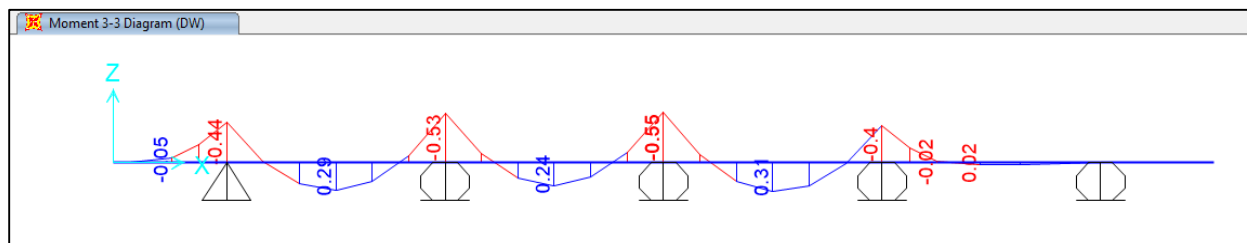


Figura 9. Diagrama de Momentos-Cargas Debidas al Pavimento (DW) [kN-m]

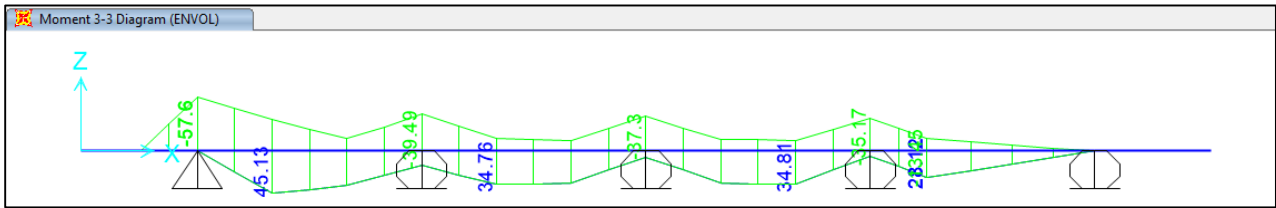


Figura 10. Diagrama de Momentos-Cargas Vivas (LL) [kN-m]

7.1.1 Momentos de Diseño

Tabla 18.

Diagrama de Momentos Últimos [kN-m]

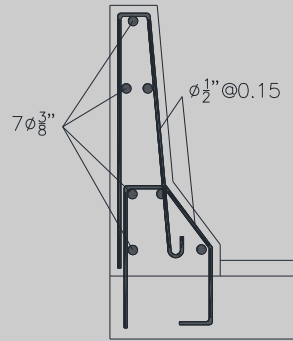
Diagrama de Momentos Últimos [kN-m]							
MU: 1.25DC+1.50DW+1.75LL+IM							
Voladizo	Luz Interior						Voladizo
52.63		51.95		51.63		48.79	6.25
	53.50		43.36		42.27		36.20

7.1.2 Chequeo colisión vehicular Evento extremo II

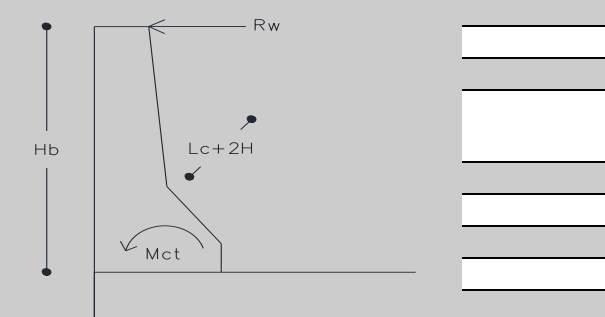
Tabla 19.

Chequeo colisión vehicular Evento extremo II

Geometría de barreras de trafico			
	Hb	86	cm
	1	10	cm
	2	20	cm
	3	56	cm
	a	15	cm
	b	20	cm
	c	35	cm
	A	1880	cm²
	□□□	1/2	"@0.15
	□□□	3/8	"



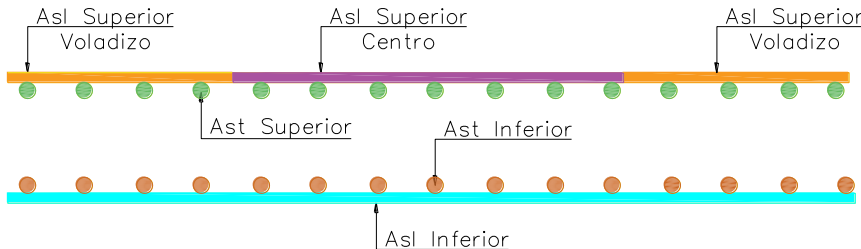
Materiales				
f'c=	280	kg/cm ²	fy=	4200 kg/cm ²
Resistencia a flexión respecto a su eje vertical Mc				
Sección 3				
As=	8.60	cm ²		
d=	10.00	cm		
a=	1.52	cm		
Mc=	33.38	kN-m		
Sección 2				
As=	8.60	cm ²		
d=	21.50	cm		
Mc=	74.92	kN-m		
Sección 1				
As=	8.60	cm ²		
d=	30.00	cm		
	105.62	kN-m		
Mc=	71.31	kN-m		
Resistencia a flexión adicional en la parte sup de la barrera Mw				
Sección 3				
z=	6.83	cm		
d1=	7.50	cm		
d2=	11.07	cm		
d3=	13.17	cm		
dprom=	10.58	cm		
As=	1.78	cm ²		
a=	0.56	cm		
Mu=	9.61	kN-m		
Sección 2				
d3=	13.17	cm		
d4=	28.17	cm		
dprom=	20.67	cm		
As=	0.71	cm ²		
a=	0.63	cm		
Mu=	8.31	kN-m		
Sección 1				
d5=d4	28.17	cm		
As=	0.36	cm		
a=	0.63	cm		
Mu=	4.15	kN-m		

M_w=	22.07	kN-m		
M_b=	0.00	kN-m		
Longitud crítica de la línea de rotura L_c según el patrón de falla				
$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$				
L_t=	1.07	m	A.13.2-1	TL-4
L_c=	2.09	m		
Resistencia nominal a la carga transversal R_w				
$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_c}\right)(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H})$				
F_t=	244.00	kN	A.13.2-1	TL-4
R_w=	531.00	kN	Cumple	
Colision Vehicular				
$M_{CT} = \frac{R_w}{L_c + 2H} * H$				
M_{CT}=	119.9	kN-m		
				
Para el estado Limite Evento extremo II				
M_u=	131.59	kN-m		

7.1.3 Acero de Refuerzo

Tabla 20.

Acero de refuerzo losa



Acero de Refuerzo Principal			Acero Refuerzo Secundario		
Diámetro	5/8"	pulg	Diámetro	1/2"	pulg
Adb	1.99	cm²	Adb	1.29	cm²
Asl-Superior en el voladizo			Acero Refuerzo Retracción y fraguado (5.10.8-1)		
			Ast-Superior		cm²
r=	5.0	cm			
d=	15.0	cm	h=	20.0	cm
b=	100.0	cm	b=	100.0	cm
Asl-Superior	14.70	cm²	Ast-Superior	1.50	cm²
Separación	11.00	cm	Separación	30	cm
1 Φ 5/8" C/ 11 cm			1 Φ 1/2" C/ 30 cm		
Asl-Superior en el centro			Acero Por distribución [cm²] (9.7.3.2)		
r=	5.0	cm			
d=	15.0	cm			
b=	100.0	cm	(%)	67.0	
Asl-Superior	9.71	cm²	Ast-Inferior	5.8422	cm²
Separación	20.0	cm	Separación	22.0	cm
1 Φ 5/8" C/ 20 cm			1 Φ 1/2" C/ 22 cm		
Asl-Inferior					
r=	3.0	cm			
d=	17.0	cm			
b=	100.0	cm			
Asl-Inferior	8.71	cm²			
Separación	22.0	cm			
1 Φ 5/8" C/ 22 cm					

7.2 Diseño de la viga

7.2.1 Datos Generales

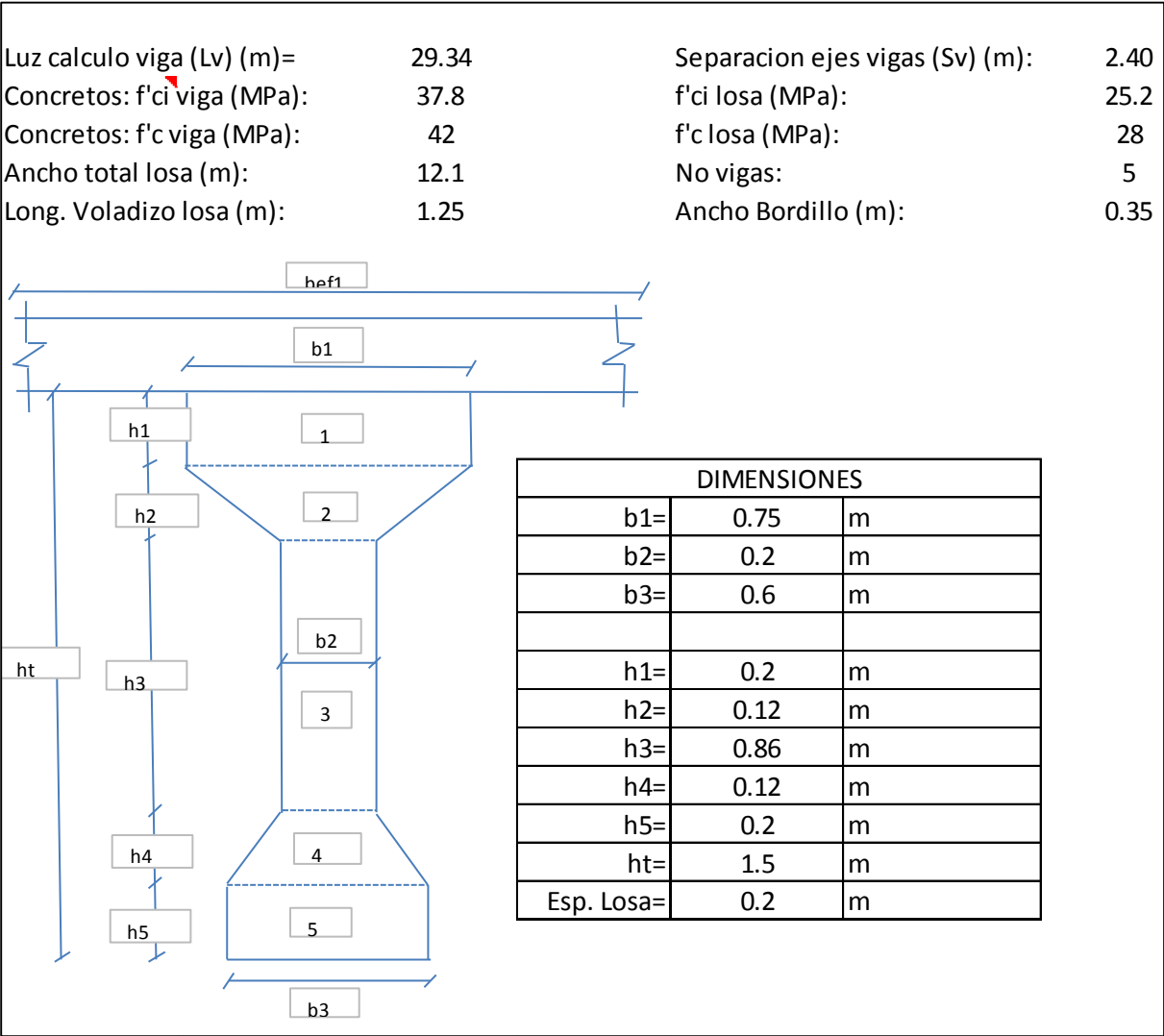


Figura 11. Datos Generales

7.2.2 Avalúo de cargas y solicitaciones

Tabla 21.

Avalúo de cargas y solicitaciones

Longitud Aferente de la Losa:		2.40	m
Peso propio de la Losa:		11.52	kN/m
Peso propio de la viga:		14.193	kN/m
total:		25.713	kN/m
Cargas sobreimpuestas: (valores totales a repartir entre No de vigas)			
Separadores tráfico:		0.00	kN/m
Pavimento:	espesor (m):	0.05	2.640 kN/m
Barreras:		9.02	1.804 kN/m
Barandas:		1.12	0.224 kN/m
total:		4.668	kN/m
Riostra:			
Peso Riostra:		8.080	kN
No riostras:	1	total:	8.080 kN

7.2.2.1 Carga de carril

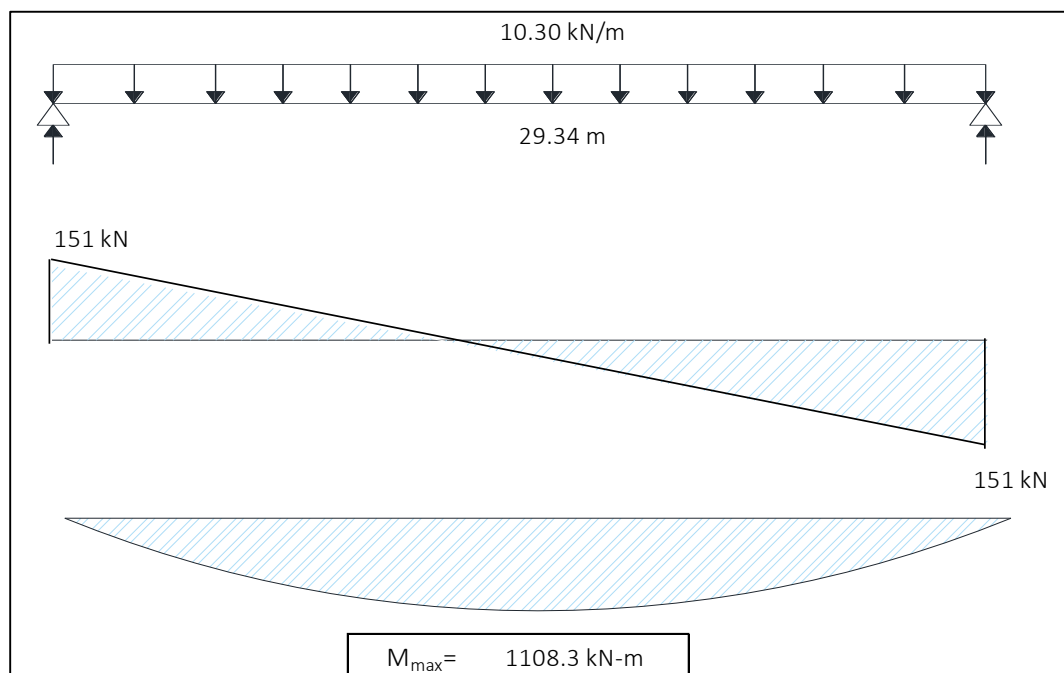


Figura 12. Carga de Carril

7.2.2.2 Camión de Diseño

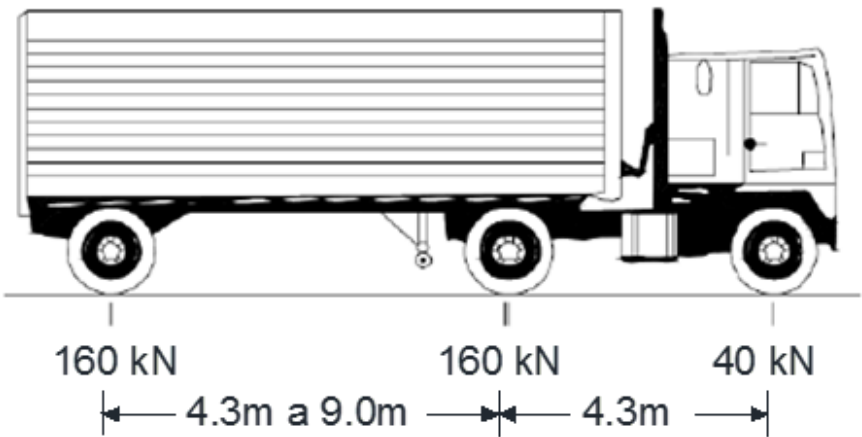


Figura 13. Camión de diseño CC-14

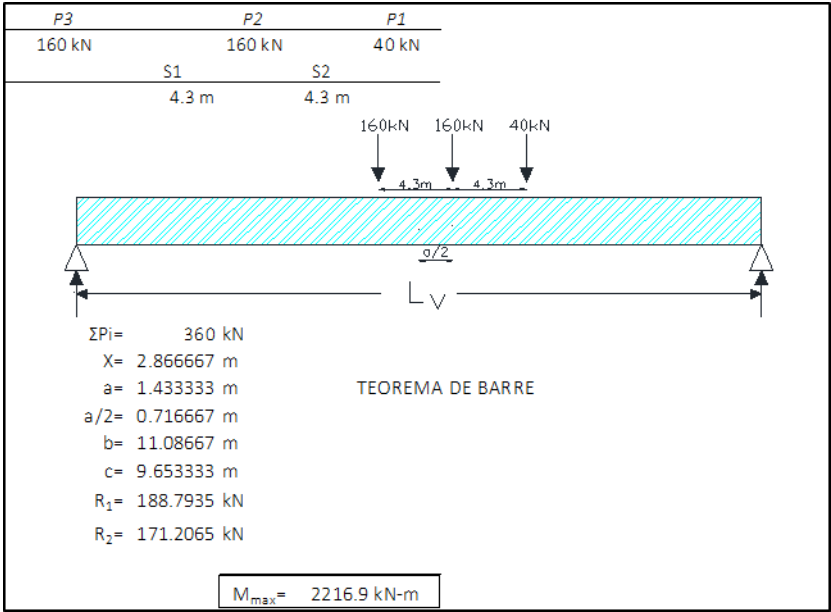


Figura 14. Teorema de Barre

Momento máximo debido a la carga viva vehicular de diseño

Estado Límite de servicio I

Incremento dinámico (IM)= 33%

$$M_{(LL+IM)} = 2216.9 * 1.33 + 1108.3 = 4056.8 \text{ kN-m}$$

7.2.2.3 Factor de Distribución

Tabla 22.

Factores de distribución a Flexión y Cortante

Factor de Distribución a Flexión		
Vigas interiores	Tabla 4.6.2.2b-1	
Un carril cargado:		$0.06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3} \right)^{0.1}$
Rango de aplicación		
1100 mm	$\leq S_v \leq$	4900 mm
$S_v =$	2400 mm	Cumple
110 mm	$\leq t_L \leq$	300 mm
$t_L =$	200 mm	Cumple
6000 mm	$\leq L \leq$	73000 mm
$L =$	29340 mm	Cumple
	$N_b >$	4.0
$N_b =$	5.0	Cumple
4.1623E+09	$\leq K_g \leq$	2.9136E+12
$K_g =$	5.66E+11	Cumple
$n =$	1.1180	
$e_g =$	806.00	
$g_1 =$	0.47	Factor de Distribución a Flexión para un carril cargado

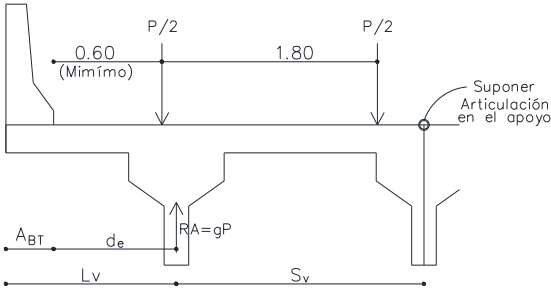
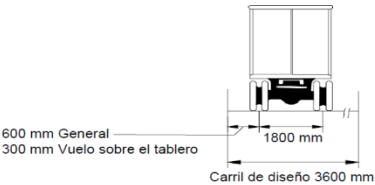
$$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

Dos o más carriles cargados:

$$g_2 = 0.67$$

Vigas Exteriores

Un Camión Cargado



d1=	0.60 m	Lv=	1.25 m
B_{TIZQ}=	0.35 m	Sv=	2.40 m
d_e=	0.30 m	P/2=	180 kN
a=	2.70 m		
b=	0.90 m	g₃=	0.75
		$g = e g_{interior}$	
		$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	

Dos o más camiones

Tabla 4.6.2.2.2b-1

Rango de aplicación

-300	$\leq d_e \leq 1700$	
d_e=	300 mm	Cumple
e=	0.87	
	71	
g₄=	0.584	

Factor de Distribución a Cortante

Vigas interiores

Tabla 4.6.2.2.3a-1

Un carril cargado:

	$0.36 + \frac{S}{7600}$		
Rango de aplicación			
1100 mm	$\leq S_v \leq$	4900 mm	
Sv=	2400 mm	Cumple	
6000 mm	$\leq L \leq$	73000 mm	
L	30000 mm	Cumple	
110 mm	$\leq t_L \leq$	300 mm	
tL=	200 mm	Cumple	
g1=	0.68		
$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2.0}$			
Dos o más carriles cargados:			
g2=	0.82		
<u>Vigas Exteriores</u>	Tabla 4.6.2.2.3b-1		
Rango de aplicación			
- 300. 0	$\leq d_e \leq$	1700.0	
de=	300.0	Cumple	
Un carril cargado:			
Regla de la palanca			
g3=	0.75		
Dos o más carriles cargados:			
$g = eg_{interior}$			
$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$			
e=	0.6		
g3=	0.49		
Factores de distribución a Flexión y Cortante			
Vigas Interiores	Un carril cargado	Flexión	Corte
	Dos o más Carriles cargados	0.47	0.68
Vigas Exteriores	Un carril cargado	0.67	0.82
	Dos o más Carriles cargados	0.75	0.75
		0.58	0.49

7.2.3 Momentos y Cortantes

Tabla 23.

Momentos y Cortantes

Momento y cortante debido al peso propio de la sección simple:			
M_{pp}=	1527.25	kN-m	V_{pp}= 208.2 kN
Momento y cortante debido al peso propio de la sección simple más peso losa y riostra:			
M_D=	2826.12	kN-m	V_D= 381.3 kN
Momento y cortante debido a las Cargas Sobre impuestas:			
M_{DS}=	502.30	kN-m	V_{DS}= 68.5 kN
Avaluó de la carga viva:		Avaluó de la carga viva:	
Línea de carga por flexión:		Línea de carga por cortante:	
Impacto:	0.33	Impacto:	0.33
Factor de distribución:		Factor de distribución:	
Viga Interna:	0.67	Viga Interna:	0.82
Viga Externa:	0.75	Viga Externa:	0.75
M_(LL)=	4057kN-m	V_{(LL+IM)*FD}	437.3 kN
Momento por carga Viva:		Cortante por carga última	
M_{(LL+IM)*FD}	3042.60	kN-m	V_u= 1344.47 kN

7.2.4 Fuerza de Tensionamiento. Momento de diseño: estado de Servicio (Acción del peso propio, peso de la losa, cargas sobre impuestas y carga viva:

M_{diseño} = 6371.02 kN-m

Fuerza de preesfuerzo **P_{t=0} = 4963.18 kN**

El tensionamiento será en dos etapas la primera tendrá el 60% y el segundo el 40% de la fuerza de preesfuerzo, se asume una pérdida del 25% de la fuerza de preesfuerzo.

Fuerza de preesfuerzo con 25% de pérdida **$P_{t=0} = 6617.57 \text{ kN}$**

El primer tensionamiento requiere 3 cables cada uno con 8 torones de 5/8". El segundo tensionamiento requiere 2 cables cada uno con 8 torones de 5/8". Para un total de 40 torones de 5/8"

Tabla 24.

Resumen del Tensionamiento

Resumen del Tensionamiento				
Tensionamiento	No Cables	No Torones	No torones/ cable	Fuerza/ cable
Primer tensionamiento	3	24	8	1313.8 kN
Segundo tensionamiento	2	16	8	1313.8 kN

7.2.5 Pérdidas. Las pérdidas se calcularon teniendo en cuenta el esfuerzo inicial de tensionamiento $f_{pj} = 124.2 \text{ kN/cm}^2$.

Pérdidas por fricción y curvatura = 17.2 kN/cm^2 .

Pérdidas por acortamiento elástico: 1^{ra} etapa = 3.30 kN/cm^2

2^{da} etapa = 1.45 kN/cm^2

Pérdidas por humedad y retracción de fraguado del concreto (shrinkage) = 8.04 kN/cm^2

Pérdidas por flujo plástico del concreto (CREEP) = 8.68 kN/cm^2

Pérdidas por relajación del acero = 2.33 kN/cm^2

Pérdidas totales a largo plazo = 19.05 kN/cm^2

8. Principales Diferencias entre los Códigos CCDSP95 y CCP-14

En este ítem se realizará una comparación de la metodología, cargas y resultados del diseño de la viga y losa por los códigos CCDSP95 y CCP-14.

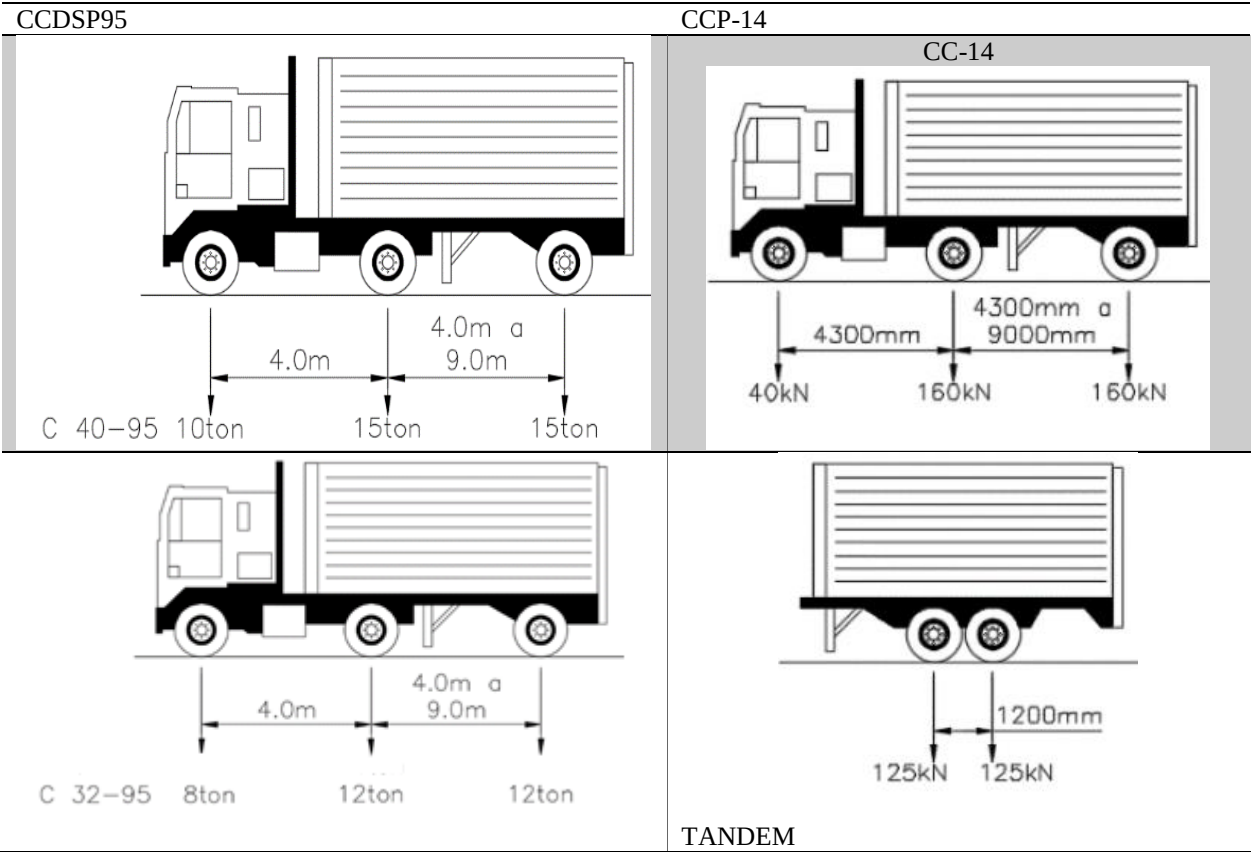
En el CCDSP95 existían dos métodos de diseño, el método de resistencia última LFD y el método de los esfuerzos admisibles ASD. La metodología de diseño del CCP-14 es el método de diseño por factores de carga y resistencia LRFD.

Para el cálculo de la carga de carril del CCDSP95 se tenían las siguientes consideraciones; si la longitud de la viga es menor a 28m los momentos y cortantes se calculan con el camión que genere las mayores solicitaciones, si la longitud es mayor a 28 y menor a 100 m se tenía en cuenta la carga de carril más una carga puntual como se muestra la Tabla 15 en el CCP-14 la carga de móvil es la sumatoria del camión o tándem de diseño más la carga de carril.

Una de las principales diferencias de los códigos fue el aumento de la carga viva (camión de diseño). En el CCDSP95 se diseñaba con dos camiones cada uno con tres ejes, el camión C 40-95 se utilizaba para el diseño de los puentes en vías primarias y el C 32-95 para el diseño en vías terciarias. El CCP-14 hay un camión con tres ejes y un tándem con dos ejes, el diseño de los puentes no depende de la clasificación de la vía si no de la mayor solicitación que genera los camiones más el carril. La diferencia de las cargas se muestra en la Tabla 25.

Tabla 25.

Comparación de Camiones CCDSP95 y CCP-14



El factor de rueda del CCDSP95 es equivalente al factor de distribución del CCP-14. El factor de rueda se divide en 2 para poder determinar las solicitaciones de momento y cortante en la Tabla 26 se muestras los resultados de estos factores.

Tabla 26.

Comparación entre factor de rueda CCDSP95 y factor de forma CCP-14

	CCDSP95	CCP-14
	F.R/2	g
Vigas Interiores	0.57	0.67
Vigas Exteriores	0.67	0.75

En el CCDSP95 el impacto (I) se calculaba con la fórmula de impacto (A.3.4.3.2) y su máximo valor era 30% mientras que en el CCP-14 se llama Amplificación de la carga dinámica (*IM*) y es un valor constante. La diferencia se observa en la Tabla 27.

Tabla 27.

Comparación entre impacto CCDSP95 y amplificación dinámica CCP-14

CCDSP95	CCP-14
I	IM
0.23	0.33

La Reducción de la intensidad de las cargas del CCDSP95 son inferiores a las del Factor de presencia múltiple del CCP-14. La reducción se muestra en la Tabla 28.

Tabla 28.

Comparación entre reducción de la intensidad CCDSP95 y Factor de presencia múltiple CCP-14

Número de Carriles Cargados	CCDSP95	CCP-14
1	1.0	1.20
2	1.0	1.00
3	0.9	0.85
>3	0.9	0.65

Los momentos en el voladizo del tablero obtenidos con el CCP-14 aumentaron un 67% a causa del Evento Extremo II que incluye colisión con el respecto al CCDSP95 que no incluía este diseño.

Tabla 29.

Comparación entre momentos del tablero CCDSP95 y CCP-14

Momentos	CCDSP95	CCP-14
M Voladizo	53.84 kN-m	89.93 kN-m
M Negativo	53.5 kN-m	51.95 kN-m
M Positivo	53.5 kN-m	53.5 kN-m

En la viga postensada el momento de diseño aumento un 19% debido al aumento de la carga viva móvil, la diferencian como se muestra en la Tabla 30.

Tabla 30.

Comparación entre momentos de diseño CCDSP95 y CCP-14

	CCDSP95	CCP-14
Mdiseño	5321.20 kN-m	6371.02 kN-m

Las pérdidas a largo plazo tuvieron un incremento del 28%. La diferencia se muestra en la Tabla 31.

Tabla 31.

Comparación de las pérdidas a largo plazo CCDSP95 y CCP-14

	CCDSP95	CCP-14
Pérdida a largo plazo	14.85 kN/cm ²	19.05 kN/cm ²

9. Conclusiones

Se realizó la comparación del diseño de un puente de un vano de 30 metros, con tablero de viga postensada y losa reforzada, según el código colombiano de puentes de 1995 (CCDSP95) y el código colombiano de puentes de 2014 (CCP-14), obteniendo solicitaciones, refuerzo tanto del tablero como de la viga postensada; observando que el cambio más significativo es el acero de preesfuerzo debido a que la carga viva del código vigente se encuentra calibrado al tránsito vehicular actual.

En el diseño del voladizo del tablero se evidencio un incremento del 67% en el momento debido a la consideración de la colisión para el CCP-14. Por ende, el refuerzo principal transversal aumenta en los extremos del tablero y el acero por temperatura en el CCP-14 aumenta su solicitud.

Para el diseño del acero de preesfuerzo se utilizó estado límite de servicio, el cual arrojó un incremento en momento y fuerza de tensado de aproximadamente 19.7%, producto de la calibración de la carga viva.

Para el chequeo del estado límite a flexión por resistencia última se obtuvo un incremento en el momento mayorado de un 11%.

Las pérdidas a largo plazo presentaron un incremento del 28% debido a la actualización de la ecuación de las pérdidas por humedad y retracción de fraguado del concreto.

El cortante último en la viga postensada utilizando la Norma CCP-14 es un 8% mayor que el resultado del cortante del código CCDSP-95.

Las principales diferencias entre CCDSP-95 Y CCP-14 son la calibración de la carga viva con ajustes en el incremento dinámico (impacto en CCDSP-95), ajuste adecuado del factor de distribución (la mitad del factor de rueda del CCDSP-95), para las diferentes configuraciones de secciones transversales de tablero. Además, se condensa las combinaciones en una sola metodología (LFRD) el cual presenta unos factores de carga adaptados a la teoría de la confiabilidad. Al comparar el diseño del refuerzo postensado entre el CCDSP-95 y CCP-14 se obtuvo 35 y 40 torones de diámetro 5/8" respectivamente, mostrando un incremento del 19.7%.

Referencias Bibliográficas

- AASHTO. (2012-2014). AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS. WASHINGTON: AASHTO.
- AIS. (1995). CCDSP Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. Bogotá: AIS.
- AIS. (2014). Norma Colombiana de Puentes CCP-14. Bogotá: AIS.
- Mantilla, R. (2002). Guía Para el Diseño y Construcción de Puentes Convencionales Basados en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes 1995. Bucaramanga: UPB .
- Montero , N. (2016). Aplicación de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, en Puentes de Concreto; Ejemplos Prácticos . Bucaramanga: UPB.
- Pino , M. (2017). Análisis de la Incidencia Técnica al Aplicar la Norma CCP-14 Versus la Norma CCDSP95 en el Diseño Estructural de la Superestructura de un Puente Reforzado Simplemente Apoyado de 20 Metros de Longitud . Bogotá: Universidad Santo Tomas.
- Rodríguez , A. (2016). Puentes con AASHTO-LRFD 2014. Lima : Arturo Rodríguez.
- Salguero, C. A. (2017). Análisis comparativo para el diseño de tres puentes continuos en diferentes partes de la geografía nacional, diseñados usando el código CCDSP-95 y la norma vigente CCP-14. Bogotá: Escuela colombiana de Ingenieria julio Garavito.
- Silva, M. J. (Noviembre de 2011). SISTEMAS PASSIVOS, ACTIVOS, HÍBRIDOS E SEMIACTIVOS PARA A PROTECÇÃO SÍSMICA DE ESTRUTURAS: ESTADO DOS CONHECIMENTOS.
- SIRVE. (2011). Protección Sísmica de Estructuras- Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía. Corporación de Desarrollo Tecnológico- Cámara Chilena de Construcción.

Vallecilla, C. R. (2004). Curso de Puentes en Concreto Código Colombiano de Diseño de Puentes.
Bogotá: Bauen.

Vallecilla, C. R. (2018). Fundamentos de Diseño de Puentes. Bogotá: Bauen.