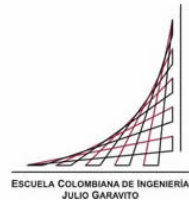


Maestría en Ingeniería Civil

**VARIACIÓN DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO SEGUN LOS
CODIGOS CCP-95 Y CCP-14 PARA PUENTES SIMPLEMENTE
APOYADOS TIPO LOSA Y VIGAS**

INGENIERO OSCAR CABRALES GARCIA.

Bogotá, D.C., 11 de Marzo de 2019

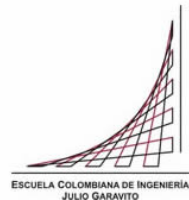


**VARIACIÓN DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO SEGUN LOS
CODIGOS CCP-95 Y CCP-14 PARA PUENTES SIMPLEMENTE
APOYADOS TIPO LOSA Y VIGAS**

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en Estructuras**

**Ingeniero Jaime Garzón
Director**

Bogotá, D.C., 11 de Marzo de 2019



La tesis de maestría titulada “variación de los momentos de diseño según los códigos CCP-95 y CCP-14 para puentes simplemente apoyados tipo losa y vigas”, presentada por Oscar Cabrales García, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Estructuras.

Director de la tesis

Ing. Jaime Garzón

Jurado

Ing. Pedro Nel Quiroga

Jurado

Ing. Maximiliano Farias

Bogotá, D.C., 11 de Marzo de 2019

A mis padres Raúl y Miriam, mi esposa Claudia y mi hijo Miguel Ángel por su
colaboración y apoyo

Resumen

La continua investigación, los avances tecnológicos y científicos conllevan a la continua actualización de parámetros de diseño y normatividades de los diferentes campos de la ingeniería civil, los puentes han tenido diversos cambios en su metodología de diseño y construcción.

El presente documento busca evaluar la afectación en la variación de la carga viva en puentes simplemente apoyados entre los dos últimos códigos de diseño establecidos en Colombia el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCP-95 que se utilizó hasta el año 2012 y el nuevo Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCP-14 realizando el cálculo de vigas para puentes simplemente apoyados de diferentes luces y con anchos de calzada variables, con el fin de determinar cuantías de refuerzo en el voladizo, la placa entre vigas, la viga externa y comparar la influencia que tiene en dichos elementos.

Índice General

INTRODUCCION.....	1
Capítulo I.....	2
1 Marco Teórico	2
1.1.1 SUPERESTRUCTURA.....	2
1.1.2 SUBESTRUCTURA	2
1.1.3 SISTEMAS PRESFORZADOS.....	6
1.1.4 METODO PROBABILISTICO DE LAS ESPECIFICACIONES CCP14 PARA EL DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA.....	8
1.1.5 FACTORES DE CARGA	10
1.1.6 FACTORES DE RESISTENCIA.....	13
1.1.7 INDICES DE CONFIABILIDAD	17
CAPITULO II	19
2 Objetivos	19
2.1.1 OBJETIVO GENERAL	19
2.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.	19
2.1.3 PROCEDIMIENTO	19
CAPITULO III	20
3 PROCEDIMIENTO PARA CALCULO SEGÚN NORMA COLOMBIA DE DISEÑO DE PUENTES CCP-95.	20
3.1 DATOS INICIALES.....	20
3.1.1 ALTURA DE LA VIGA.....	20
3.1.2 NUMERO DE VIGAS	20
3.1.3 SEPARACION DE VIGAS.....	20
3.1.4 ANCHO DE VIGAS	21
3.1.5 ANCHO DE RIOSTRA.....	21
3.1.6 VIAS DE CIRCULACION	21
3.2 DISEÑO DE VOLADIZO.....	21
3.2.1 CARGA MUERTA:.....	22

3.2.2	CARGA VIVA	22
3.2.3	CALCULO DE CUANTIA ACERO.	23
3.3	PLACA ENTRE VIGAS.....	23
3.3.1	CARGA MUERTA.....	24
3.3.2	CARGA VIVA	24
3.3.3	CALCULO DE CUANTIA ACERO.	24
3.4	VIGA EXTERIOR.....	25
3.4.1	AVALUO DE CARGA MUERTA VIGA EXTERIOR.....	25
3.4.2	AVALÚO CARGA VIVA VIGA EXTERIOR- MOMENTO FLECTOR	25
3.4.3	AVALUO CARGA VIVA VIGA EXTERIOR- CORTANTE.....	28
3.5	DISEÑO DE VIGAS CON LUCES INFERIORES A 20m	31
3.6	DISEÑO DE VIGAS CON LUCES SUPERIORES A 20m.	32
3.6.1	MATERIALES.....	32
3.6.2	PROPIEDADES DE LA VIGA.....	32
3.6.3	ESFUERZOS	33
CAPITULO IV.....		36
4	PROCEDIMIENTO PARA CALCULO SEGÚN NORMA COLOMBIA DE DISEÑO DE Puentes CCP-14.....	36
4.1	DATOS INICIALES.....	36
4.1.1	ALTURA DE LA VIGA.....	36
4.1.2	NUMERO DE VIGAS	36
4.1.3	SEPARACION DE VIGAS.....	36
4.1.4	ANCHO DE VIGAS	37
4.1.5	ANCHO DE RIOSTRA.....	37
4.1.6	VIAS DE CIRCULACION	37
4.2	DISEÑO DE VOLADIZO.....	38
4.2.1	CARGA MUERTA:.....	38
4.2.2	CARGA VIVA	38
4.2.3	CALCULO DE CUANTIA ACERO.	39
4.3	PLACA ENTRE VIGAS.....	40
4.3.1	CARGA MUERTA.....	40
4.3.2	CARGA VIVA	41
4.3.3	CALCULO DE CUANTIA ACERO.	43

4.4	VIGA EXTERIOR.....	44
4.4.1	AVALUO DE CARGA MUERTA VIGA EXTERIOR.....	44
4.4.2	AVALUO CARGA VIVA VIGA EXTERIOR- MOMENTO FLECTOR	44
4.4.3	AVALUO CARGA VIVA VIGA EXTERIOR- CORTANTE.....	49
4.5	DISEÑO DE VIGAS CON LUCES INFERIORES A 20m	54
4.6	DISEÑO DE VIGAS CON LUCES SUPERIORES A 20m.	55
4.6.1	MATERIALES.....	55
4.6.2	PROPIEDADES DE LA VIGA.....	56
4.6.3	ESFUERZOS	57
	CAPITULO V	59
5	PROCEDIMIENTO DE ANALISIS	59
	CAPITULO VI.....	60
6	GRAFICAS DE COMPARACION	60
6.1	LONGITUD DEL VOLADIZO VS AREA DE REFUERZO	60
6.2	SEPARACION DE VIGAS VS AREA REFUERZO SUPERIOR	63
6.3	SEPARACION DE VIGAS VS AREA REFUERZO INFERIOR	66
6.4	ANCHO DE CARRIL VS AS PREESFUERZO VIGA EXTERNA.....	69
	CAPITULO VII.....	73
7	ANALISIS DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES	73
7.1	ANALISIS DE RESULTADOS.....	73
7.2	CONCLUSIONES.....	78
7.3	LIMITACIONES Y SUGERENCIAS.....	78
	CAPITULO VIII.....	79
8	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	79

Índice de Tablas

Tabla 1	COEFICIENTES k Y μ PARA PÉRDIDAS DE FRICCIÓN.....	7
Tabla 2	COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA SEGÚN CCP-14.....	12
Tabla 3	AVALUO DE CARGA MUERTA VOLADIZO	22
Tabla 4	CARGAS MAYORADAS VOLADIZO.....	22
Tabla 5	AVALUO DE CARGA MUERTA PLACA ENTREVIGAS	24
Tabla 6	CALCULO DE PESO PROPIO DE PLACA Y VIGA.....	25
Tabla 7	CALCULO DE PESO CARGAS MUERTAS POSTERIORES	25
Tabla 8	CALCULO DE PESO RIOSTRA.....	25
Tabla 9	CALCULO DE INERCIA VIGA.....	33
Tabla 10	CALCULO DE INERCIA VIGA.....	33
Tabla 11	CALCULO ESFUERZOS EN LOS TORONES	34
Tabla 12	AVALUO DE CARGA MUERTA VOLADIZO	38
Tabla 13	CARGAS MAYORADAS VOLADIZO	38
Tabla 14	AVALUO DE CARGA MUERTA PLACA ENTREVIGAS	40
Tabla 15	CALCULO DE PESO PROPIO DE PLACA Y VIGA.....	44
Tabla 16	CALCULO DE PESO CARGAS MUERTAS POSTERIORES	44
Tabla 17	CALCULO DE PESO RIOSTRA.....	44
Tabla 18	CALCULO DE INERCIA	56
Tabla 19	CALCULO DE INERCIA	56
Tabla 20	CALCULO DE FUERZAS EN LOS DUCTOS	57
Tabla 21	GRAFICAS LONGITUD DEL VOLADIZO CONTRA REFUERZO REQUERIDO	60
Tabla 22	GRAFICAS SEPARACION DE VIGAS CONTRA REFUERZO SUPERIOR REQUERIDO.....	63
Tabla 23	GRAFICAS SEPARACION DE VIGAS CONTRA REFUERZO INFERIOR REQUERIDO.....	66
Tabla 24	GRAFICAS ANCHO DE CARRIL CONTRA REFUERZO PREESFORZADO REQUERIDO DE VIGA EXTERNA	69
Tabla 25	VARIACION DE REFUERZO A FLEXION EN VOLADIZO.....	73
Tabla 26	VARIACION DE REFUERZO SUPERIOR A FLEXION EN LOSAS.....	74
Tabla 27	VARIACION DE REFUERZO INFERIOR A FLEXION EN LOSAS	76
Tabla 28	VARIACION DEL ACERO DE PREESFUERZO EN VIGA EXTERNA	77

Índice de Figuras

Fig. 1 SECCION TIPÍCA TRANSVERSAL DE PUENTE TIPO LOSA Y VIGAS . FUENTE: PROPIA.....	3
Fig. 2 FACTORES DE DISTRIBUCION CARGA VIVA PARA MOMENTOS VIGA EXTERIOR.FUENTE: CCP-14.....	4
Fig. 3 ALTURA DE VIGAS Y LOSAS FUENTE: CCP-14.....	5
Fig. 4 FACTORES DE DISTRIBUCION CARGA VIVA PARA MOMENTOS VIGA EXTERIOR SEGÚN CCP-95.....	6
FIG. 5 TRAZADO TIPICO DE CABLES POSTENSADOS. FUENTE: PROPIA.....	6
Fig. 6 DISTRIBUCION NORMAL DE CARGAS Y RESISTENCIA. FUENTE: PROPIA	9
Fig. 7 INDICE DE CONFIABILIDAD . FUENTE: PROPIA	10
Fig. 8 Figura CCP 14 5.5.4.2.1-1. FUENTE: CCP14.....	14
Fig. 9 SECCION TIPÍCA DE PUENTE. FUENTE: PROPIA	20
Fig. 10 DETERMINACION DE SEPARACION DE VIGAS. FUENTE: PROPIA.....	20
Fig. 11 SECCIONES CARGA MUERTA. FUENTE: PROPIA	22
Fig. 12 DIAGRAMA DE CARGAS VIVAS EN EL VOLADIZO. FUENTE: PROPIA	22
Fig. 13 SECCIONES CARGA MUERTA PLACA ENTRE VIGAS. FUENTE: PROPIA	24
Fig. 14 CAMION DE DISEÑO CCP-95. FUENTE: CCP-14.....	26
Fig. 15 DISTRIBUCION DE CARGAS PARA CAMION DE DISEÑO SEGÚN TEOREMA DE BARRE. FUENTE: PROPIA.....	26
Fig. 16 DIAGRAMA DE FUERZAS CÁLCULO DE Ra CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA.....	26
Fig. 17 DIAGRAMA DE FUERZAS-CALCULO DE MOMENTO MAXIMO CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA.....	27
Fig. 18 DIAGRAMA DE CARGAS SEGÚN LINEA DE CARGA. FUENTE: PROPIA	27
Fig. 19 FACTORES DE DISTRIBUCION. FUENTE: PROPIA.....	28
Fig. 20 OPCION 1 CARGA VIVA-CORTANTE-CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA	29
Fig. 21 OPCION 2 CARGA VIVA-CORTANTE-CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA	29
Fig. 22 CARGA VIVA-CORTANTE-LINEA DE CARGA. FUENTE: PROPIA.....	29
Fig. 23 CARGA VIVA-CORTANTE- CARGA PUNTUAL EN $x=0$. FUENTE: PROPIA.....	30
Fig. 24 CARGA VIVA-CORTANTE- CARGA PUNTUAL EN $x=L_p/2$. FUENTE: PROPIA .	30
Fig. 25 VARIACION DE CORTANTE DEBIDO A CARGA VIVA. FUENTE: PROPIA.....	30
Fig. 26 SECCION TIPICA DE VIGA REFORZADA. FUENTE: PROPIA.....	31
Fig. 27 SECCIONES DE LA VIGA PARA PREESFUERZO. FUENTE: PROPIA.....	32
Fig. 28 SECCIONES PARA CALCULO DE INERCIA. FUENTE: PROPIA	33
Fig. 29 SECCION TIPÍCA DE PUENTE. FUENTE: PROPIA	36
Fig. 30 DETERMINACION DE SEPARACION DE VIGAS. FUENTE: PROPIA.....	36
Fig. 31 SECCIONES CARGA MUERTA. FUENTE: PROPIA	38
Fig. 32 DIAGRAMA DE CARGAS VIVAS EN EL VOLADIZO. FUENTE: PROPIA	39
Fig. 33 SECCIONES CARGA MUERTA PLACA ENTRE VIGAS. FUENTE: PROPIA	40
Fig. 34 ANCHOS DE FRANJAS. FUENTE: CCP14	41

Fig. 35 TABLA DE PRESENCIA MULTIPLE SEGÚN CCP-14. FUENTE: CCP14.....	41
Fig. 36 LOCALIZACION DE CARGA PARA MOMENTO POSITIVO MAXIMO EN LA PLACA ENTRE VIGAS FUENTE: PROPIA	41
Fig. 37 LIENAS DE INFLUENCIA PARA MOMENTO DE DOS TRAMOS IGUALES FUENTE: PROPIA	42
Fig. 38 LOCALIZACION DE CARGA PARA MOMENTO NEGATIVO MAXIMO EN LA PLACA ENTRE VIGAS UN CARRIL CARGADO FUENTE: PROPIA.....	42
Fig. 39 LOCALIZACION DE CARGA PARA MOMENTO NEGATIVO MAXIMO EN LA PLACA ENTRE VIGAS DOS CARRILES CARGADO FUENTE: PROPIA	42
Fig. 40 LINEA DE INFLUENCIA UN SOLO CARRIL CARGADO FUENTE: PROPIA	43
Fig. 41 LINEA DE INFLUENCIA DOS CARRILES CARGADO FUENTE: PROPIA	43
Fig. 42 TABLA DE IM SEGÚN CCP-14. FUENTE: CCP-14	45
Fig. 43 CAMION DE DISEÑO CCP-14. FUENTE: CCP-14	45
Fig. 44 DISTRIBUCION DE CARGAS PARA CAMION DE DISEÑO SEGÚN TEOREMA DE BARRE. FUENTE: PROPIA.....	46
Fig. 45 DIAGRAMA DE FUERZAS CÁLCULO DE R_a CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA.....	46
Fig. 46 DIAGRAMA DE FUERZAS-CALCULO DE MOMENTO MAXIMO CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA.....	46
Fig. 47 DIAGRAMA DE CARGAS SEGÚN LINEA DE CARGA. FUENTE: PROPIA.....	47
Fig. 48 DISTRIBUCION DE CARGAS PARA TANDEM DE DISEÑO SEGÚN TEOREMA DE BARRE. FUENTE: PROPIA.....	47
Fig. 49 DIAGRAMA DE FUERZAS CÁLCULO DE R_a TANDEM DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA.....	47
Fig. 50 DIAGRAMA DE FUERZAS-CALCULO DE MOMENTO MAXIMO TANDEM DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA.....	47
Fig. 51 DIAGRAMA DE FUERZAS UN CARRIL CARGADO-FACTOR DE DISTRIBUCION. FUENTE: PROPIA.....	48
Fig. 52 FACTORES DE DISTRIBUCION DE DOS CARRIL FUENTE: CCP-14	49
Fig. 53 CALCULO DE "G-INTERIOR". FUENTE: CCP-14	49
Fig. 54 OPCION 1 CARGA VIVA-CORTANTE-CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA	50
Fig. 55 OPCION 1 CARGA VIVA-CORTANTE-LINEA DE CARGA. FUENTE: PROPIA...	50
Fig. 56 OPCION 1 CARGA VIVA-CORTANTE-TANDEM. FUENTE: PROPIA	50
Fig. 57 OPCION 2 CARGA VIVA-CORTANTE-CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA	51
Fig. 58 OPCION 2 CARGA VIVA-CORTANTE- TANDEM DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA.....	51
Fig. 59 VARIACION DE CORTANTE DEBIDO A CARGA VIVA. FUENTE: PROPIA.....	51
Fig. 60 FACTORES DE DISTRIBUCION . FUENTE:CCP-14 Para el $g_{interior}$ se tiene según CCP14 Tabla 4.6.2.2.3a-1	52
Fig. 61 CALCULO DE "G INTERIOR". FUENTE:CCP-14	53
Fig. 62 REGLA DE LA PALANCA OPCION A- g VIGA EXTERNA. FUENTE: PROPIA ...	53
Fig. 63 REGLA DE LA PALANCA OPCION B- g VIGA EXTERNA. FUENTE: PROPIA ...	53

Fig. 64 VARIACION DE CORTANTE DEBIDO A CARGA VIVA CON FACTOR DE DISTRIBUCION FUENTE: PROPIA.....	54
Fig. 65 SECCION TIPICA DE VIGA REFORZADA. FUENTE: PROPIA.....	54
Fig. 66 SECCIONES DE LA VIGA PARA PREESFUERZO FUENTE: PROPIA	56
Fig. 67 SECCIONES PARA CALCULO DE INERCIA FUENTE: PROPIA.....	56
Fig. 68 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 1 SEGÚN CCP95	90
Fig. 69 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 2 SEGÚN CCP95	92
Fig. 70 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 3 SEGÚN CCP95	93
Fig. 71 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 4 SEGÚN CCP95	100
Fig. 72 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 5 SEGÚN CCP95	101
Fig. 73 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 1 SEGÚN CCP14	119
Fig. 74 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 2 SEGÚN CCP14	121
Fig. 75 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 3 SEGÚN CCP14	122
Fig. 76 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 4 SEGÚN CCP14	129
Fig. 77 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 5 SEGÚN CCP14	130
Fig. 78 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 6 SEGÚN CCP14	131

Índice de Anexos

ANEXO 1 EJEMPLO DE DISEÑO SEGÚN CCP-95	80
ANEXO 2 EJEMPLO DE DISEÑO SEGÚN CCP-14	106

INTRODUCCION

Desde los principios del siglo XIX se empezaron a construir puentes los cuales se basaban en métodos empíricos, el creciente desarrollo de la tecnología y la investigación de los materiales, así como el incremento de las necesidades de transporte de carga han generado la evolución de las tecnologías de diseño y la utilización de materiales nuevos con el fin de garantizar la seguridad de las estructuras. La utilización de la estadística y probabilidad en el ámbito el diseño ha generado que se piense en nuevas teorías de diseño dando una mayor confiabilidad a las estructuras de los puentes, por lo cual muchos países han adoptado la utilización de metodologías basadas en filosofías de diseño con factores de carga y de resistencia LRFD.

En Colombia hasta el año de 1994 se utilizó para el diseño de los puentes la especificación de diseño americana AASHTO " Standard Specifications for Highway Bridges", en el año de 1995 la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) publicó el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCP-95 basado en las especificaciones AASHTO " Standard Specifications for Highway Bridges" edición de 1992 el cual se trabajó con unas cargas vivas vehiculares ajustadas a la época de su publicación como el camión C40-95 - C32-95 y metodologías de diseño.

En el año 2013 la AIS actualizó el CCP-95 a CCP-14 utilizando de base las especificaciones de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications " 6ª edición (2012) y "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications " 7ª edición (2014) basadas en la filosofía de diseño con factores de carga y de resistencia LRFD en el cual se actualizó los mapas colombianos de amenaza sísmica y la carga viva vehicular de diseño para Colombia para lo cual se adoptó el camión de diseño de 320 kN distribuidos en 160 kN en los dos ejes traseros y 40 kN en el eje delantero más una carga de carril la cual es una carga uniforme de 10.3 kN/m

La utilización de este nuevo camión para el diseño de los puentes, los factores, metodologías y formas de carga generan cambios en el diseño de los puentes existentes y se debe determinar el estado de estos con relación a sus nuevos requerimientos.

Capítulo I

1 Marco Teórico

Un puente vehicular está definido por la CCP14 como “cualquier estructura que tenga un ancho no menor a 6m que forma parte de una carretera o que está localizado sobre o bajo una carretera “. ¹

Las partes de un puente se definen como:

- Superestructura: donde encontramos el tablero, el sistema estructural principal y los sistemas secundarios.
- Subestructura: donde encontramos los estribos, las pilas y la cimentación.

1.1.1 SUPERESTRUCTURA

1.1.1.1 TABLERO

El tablero es el elemento estructural encargado de recibir las cargas vivas provenientes del camión de diseño, así como las cargas muertas posteriores (pavimento, bordillos, barandas). Puede ser el sistema estructural principal como en el caso de los puentes tipo losa con refuerzo principal paralelo al tráfico o pueden estar apoyados sobre un sistema estructural principal.

1.1.1.2 SISTEMA ESTRUCTURAL PRINCIPAL

Es el encargado de recibir las cargas del tablero y llevarlas a los estribos y pilas, por lo general están construidos en concreto reforzado, pre-esforzado o en estructura metálica. Para vigas de puentes con luces inferiores o iguales a 20m es comúnmente utilizar concreto reforzado. Para vigas de puentes de luces entre 20m y 65m de luz se utiliza concreto pre-esforzado que puede ser postensado o pretensado o estructura metálica. Para luces mayores se recomienda utilizar otro sistema diferente de como puentes atirantados.

1.1.1.3 SISTEMAS SECUNDARIOS

Son sistemas encargados de generar estética y seguridad al puente, en estos encontramos entre otros el pavimento, las barandas, los bordillos, los andenes.

1.1.2 SUBESTRUCTURA

1.1.2.1 ESTRIBOS

Son los elementos de apoyo lateral (al inicio y fin) de un puente cuya función es transmitir las cargas de la superestructura a la cimentación, se diseñan también para resistir cargas de presión de suelo, sismo, empuje hidrostático. Son generalmente construidos en concreto reforzados en secciones constantes tanto transversalmente como en su altura.

1.1.2.2 PILAS

Son elementos de apoyos intermedios de un puente cuya función es transmitir las cargas de la superestructura a la cimentación, se diseñan también para resistir cargas de viento, sismo, empuje hidrostático. Son generalmente construidos en concreto

¹ NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO SISMICO DE PUENTES CCP-14

reforzados, en secciones variables o constantes tanto transversalmente como en su altura.

1.1.2.3 CIMENTACION

Es la encargada de transmitir las cargas del puente al terreno, su diseño dependerá de la capacidad portante del suelo y por lo general se utiliza sistemas de cimentación profunda, la cual deberá garantizar que el puente no sufra asentamientos son construidas generalmente en concreto reforzado.

Los puentes se pueden clasificar de diferentes formas, algunas clasificaciones que se le pueden dar son:

- Según su funcionalidad: para acueductos, para vías carreteables, para peatones.
- Según su material: de concreto, de acero, de madera.
- Según su sistema estructural: de losa, de losa y vigas, tipo cajón, aporticados, de arco, atirantados
- Según su forma: rectos, curvos, oblicuos

La clasificación definitiva de un puente será la combinación de las anteriores formas descritas.

En el presente trabajo nos enfocaremos en puentes tipo losa y vigas de concreto reforzado y pre-esforzado para vías de tráfico de automóviles.

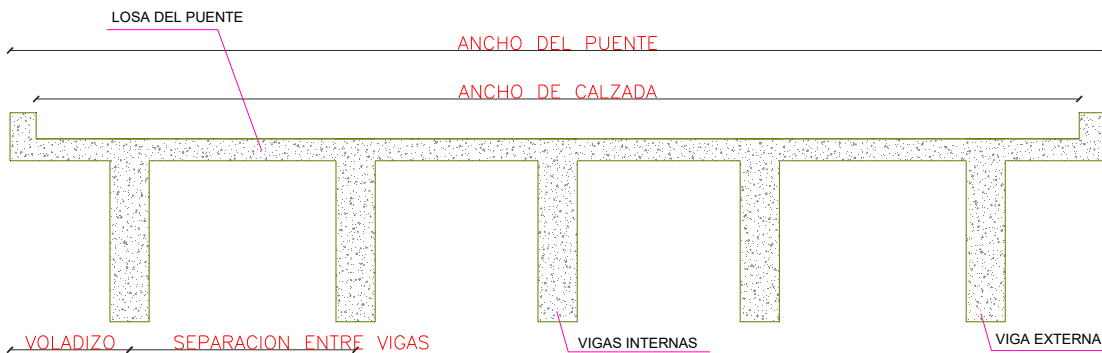


Fig. 1 SECCION TIPICA TRANSVERSAL DE PUENTE TIPO LOSA Y VIGAS . FUENTE: PROPIA

Este tipo de puentes se puede realizar en concreto reforzado para vigas con luces inferiores o iguales a 20m y en concreto pre-esforzado para vigas con luces desde 20m hasta 65m. Para la obtención de la carga viva existen métodos aproximados y refinados. Los métodos aproximados utilizan factores de distribución de carga para determinar la carga viva en las vigas internas y externas, tanto para el momento como para el cortante existen tablas de factores de distribución de la carga viva que se expresan en las normas, en CCP14 se muestran estos factores de distribución para momento como para cortante.

Tabla 4.6.2.2d-1 — Distribución de cargas vivas para momento en vigas exteriores longitudinales

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, emparillado lleno, parcialmente lleno, o tablero de emparillado 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 emparillado 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		

Fig. 2 FACTORES DE DISTRIBUCION CARGA VIVA PARA MOMENTOS VIGA EXTERIOR.FUENTE: CCP-14

Para las losas entre vigas la altura de la losa y vigas está dado por CCP14 tabla 2.5.2.6.3-1, con el fin de limitar las deflexiones.

Tabla 2.5.2.6.3-1 — Profundidades mínimas tradicionales para superestructuras de profundidad constante

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 Preesforzado	Losas	$0.030L > 165 \text{ mm}$	$0.027L > 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón vaciadas <i>in situ</i>	$0.045L$	$0.040L$
	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	$0.100L$	$0.100L$

Fig. 3 ALTURA DE VIGAS Y LOSAS FUENTE: CCP-14

En CCP95 A.4.3.4.1 y A.4.3.4.2. los factores de distribución de cargas vivas están dados por:

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
Parrillas de acero con espesor menor de 10 cm de 10 cm o más	S/1.4 S/1.8	≤1.8	S/1.2 S/1.5	≤3.2
Placas de acero corrugado espesor mínimo de 5 cm	S/1.7		S/1.4	

A.4.3.4.2 - Vigas exteriores - La carga muerta soportada por las vigas exteriores es igual al peso de la losa que carga directamente sobre ella. El peso de guardaruedas, barandas, carpeta asfáltica y demás elementos colocados después de que la losa haya fraguado, puede repartirse por igual entre todas las vigas de la calzada.

Los momentos debidos a carga viva se debe 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 esté soportada por 4 o más vigas de acero. En este caso el factor de rueda es igual a $S/1.7$ cuando S sea menor o igual a 1.8 m, ó igual a $S/(1.2+0.25S)$ cuando S esté entre 1.8 y 4.3 m.

Cuando la combinación de carga viva de andén con carga viva de tráfico más impacto controle el diseño de las vigas exteriores, se puede usar un factor beta de 1.25 en lugar de 1.67 o permitirse sobreesfuerzos de 25%, según el método de diseño que se emplee.

En ningún caso, una viga exterior puede tener una capacidad de carga menor que la de una viga interior.

La capacidad de carga combinada de todas las vigas de un tramo no debe ser menor que la requerida para soportar la totalidad de las cargas muerta y viva que actúan en ese tramo.

Fig. 4 FACTORES DE DISTRIBUCION CARGA VIVA PARA MOMENTOS VIGA EXTERIOR SEGÚN CCP-95

Fuente: CCP-95

1.1.3 SISTEMAS PRESFORZADOS

Los sistemas presforzados son métodos de reforzamiento en el cual se colocan cables de alta resistencia dentro de las vigas de concreto, con la forma de los diagramas de momentos presentes en la viga con el fin de generar momentos en sentido contrario a los aplicados y así disminuir los esfuerzos en las vigas. El trazado de estos cables es una función parabólica de la forma $y = Ax^2+Bx+C$, los cables están compuestos por torones que pueden ser adheridos o no adheridos.

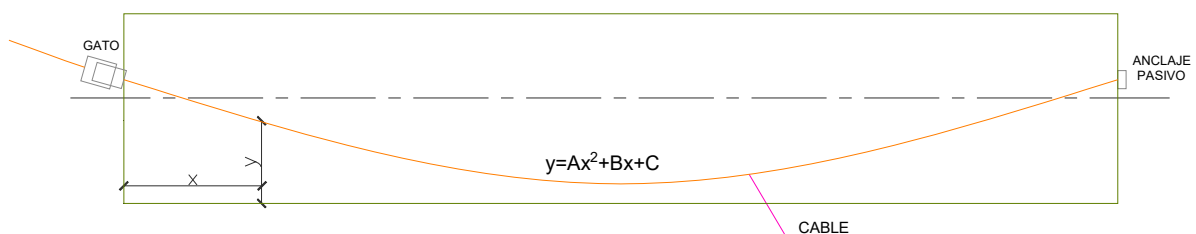


FIG. 5 TRAZADO TÍPICO DE CABLES POSTENSADOS. FUENTE: PROPIA

Existen dos sistemas de presforzado, el postensado que consiste en aplicar una carga P en el gato después de que el concreto este endurecido transmitiéndole a la viga los esfuerzos debido a esta fuerza P . para poder aplicar dicha fuerza el concreto debe alcanzar la resistencia requerido para que no falle. Una vez aplicada la carga de diseño se suelta el gato y se anclan los cables a la pared de la viga. El otro sistema es el pretensado el cual consiste en aplicar una carga P al cable antes de fundir el elemento, una vez se alcanza la resistencia el concreto se liberan los cables y se transmiten los esfuerzos a la viga.

En la realización del procedimiento se generan dos tipos de pérdidas:

- Pérdidas inmediatas: en las cuales se encuentran pérdidas por fricción, por asentamiento de cuña y por acortamiento elástico.

- Perdidas por fricción, la pérdida por fricción en los cables se toma según CCP-14 como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad \text{CCP14 - 5.9.5.2.2b - 1}$$

Dónde:

f_{pj} = Esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el momento de tensionamiento.

x = longitud del torón de preesfuerzo desde el extremo del gato de Tensionamiento hasta el punto de control.

K = coeficiente de fricción por desviación del ducto.

μ = Coeficiente de fricción.

α = Sumatoria de valores absolutos de la variación angular del trazado del cable de preesfuerzo desde el extremo del gato o desde el extremo del gato más próximo hasta el punto de control.

Los valores de κ y μ se pueden tomar de CCP 14 tabla 5.9.5.2.2b-1:

Tabla 1 COEFICIENTES k Y μ PARA PÉRDIDAS DE FRICCIÓN

Table 5.9.5.2.2b-1 — Coeficientes de fricción para torones de postensado

Tipo de Acero	Tipo de Ducto	K	μ
Alambre o Tprón	Ducto rígido y semirrígido de metal galvanizado	6.6×10^{-7}	0.15-0.25
	Polietileno	6.6×10^{-7}	0.23
	Desviadores de tubería de acero rígida para torones externos	6.6×10^{-7}	0.25
Barras de alta resistencia	Ducto de metal galvanizado	6.6×10^{-7}	0.30

Fuente: CCP-14

- Perdidas por asentamiento de anclaje, la pérdida por asentamiento de anclaje en los cables se toma según CCP-14 como “el valor mayor entre la requerida para controlar el esfuerzo en el acero de pre esforzado en el momento de la trasferencia y la recomendada por el fabricante de los anclajes”² .
- Perdidas por acortamiento elástico, la pérdida por acortamiento elástico se toma según CCP-14 como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ct}} \Delta f_{cgp} \quad \text{CPP14 - 5.9.5.2.3a - 1}$$

Donde:

f_{cgp} = sumatoria en las secciones de máximo momento de los esfuerzos de concreto en el centro de gravedad de los torones de pretensado debidos a la acción simultanea de la fuerza de preesfuerzo en el instante de trasferencia y del peso propio del elemento.

E_p = módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo

² NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO SISMICO DE PUENTES CCP-14

Ect = módulo de elasticidad del concreto durante la transferencia o en el instante de aplicación de la carga.

- Pérdidas a largo plazo: en las cuales encontramos perdidas por retracción y flujo plástico del concreto y relajación de acero. Estas pérdidas se estiman como:

$$\Delta f_{pLT} = 10 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 83 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR} \quad CPP14 - 5.9.5.3 - 1$$

$$\gamma_h = 1.70 - 0.01H \quad CPP14 - 5.9.5.3 - 2$$

$$\gamma_{st} = \frac{35}{(1 + f'_{ci})} \quad CPP14 - 5.9.5.3 - 3$$

Dónde:

f_{pi} = esfuerzo del acero de preesfuerzo inmediatamente después de las transferencias.

H = humedad relativa ambiente promedio

γ_h = factor de corrección de humedad relativa del ambiente.

γ_{st} = factor de corrección de la resistencia específica del concreto en el instante de transferencia del preesfuerzo al miembro de concreto.

Δf_{pR} = aproximación de la pérdida por relajación tomada como 16MPa para torón de baja relajación, 69MPa para torón de tensión relajada y de acuerdo con los fabricantes para otro tipo de torón.

1.1.4 METODO PROBABILISTICO DE LAS ESPECIFICACIONES CCP14 PARA EL DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

La metodología se basa en un método probabilístico que utiliza un índice de confiabilidad β que relaciona dos variables estadísticas que son: los valores medios y la variación de las variables relevantes, los cuales se distribuyen en una curva de distribución normal o curva de Gauss, donde las cargas y la resistencia son variables aleatorias normales, graficamos las cargas en el eje horizontal y la distribución de dichas cargas (resistencia y carga) en el eje vertical. Adicionalmente se grafica el valor medio de la carga, el valor medio de resistencia, y el valor "nominal" de las cargas y la resistencia.

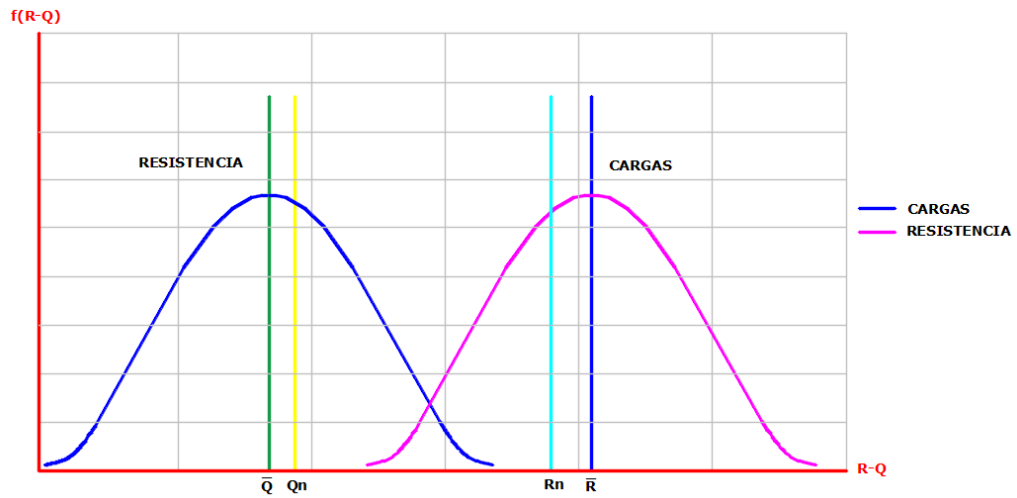


Fig. 6 DISTRIBUCION NORMAL DE CARGAS Y RESISTENCIA. FUENTE: PROPIA

La diferencia entre el valor medio de la resistencia y el valor medio de la carga se denomina la desviación estándar $\beta\sigma$, donde β es el índice de confiabilidad y σ es la desviación estándar de las funciones.

La desviación estándar de la diferencia entre cargas y resistencia está dada por:

$$\sigma_{(R-Q)} = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}$$

Aplicando en la estadística el teorema de la adición se obtiene el valor del índice de confiabilidad como:

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{Q}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}}$$

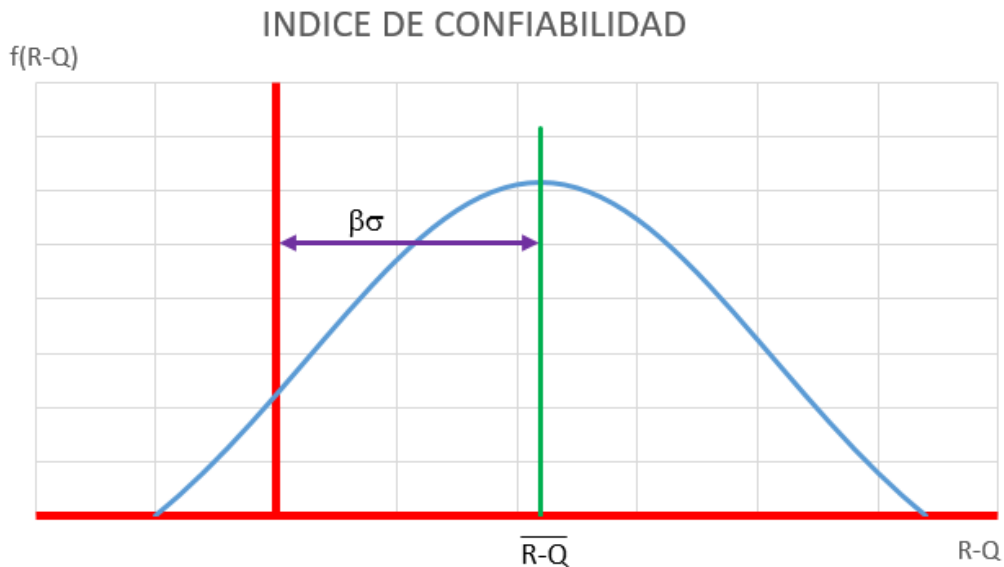


Fig. 7 INDICE DE CONFIABILIDAD . FUENTE: PROPIA

La calibración empieza con la ecuación del índice de confiabilidad, la resistencia debe ser mayor a la suma de las cargas por lo cual:

$$\phi R = Q = \sum \gamma_t * x_i$$

Utilizando los valores promedios:

$$\bar{R} = \bar{Q} + \beta * \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2} = \lambda R = \frac{1}{\phi} \lambda * \sum \gamma_t * x_i$$

Despejando ϕ se tiene:

$$\phi = \frac{\lambda * \sum \gamma_t * x_i}{\bar{Q} + \beta * \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}}$$

Donde:

ϕ = factores de resistencia

β = índice de confiabilidad

γ = factores de carga

1.1.5 FACTORES DE CARGA

La metodología del LRFD considera la alta variación de la carga viva con respecto a la carga muerta en un puente, la metodología considera la reducción de la resistencia lo cual se aplica con los “factores de reducción de resistencia” los cuales se basan en probabilidades

estadísticas de que los elementos no tengan las dimensiones establecidas, el material posea una resistencia inferior a la considerada o que el procedimiento de diseño sea o no preciso. Adicionalmente la metodología considera un aumento de cargas mediante los “factores de mayoración de carga”, el cual se expresa mediante la inequación:

$$\phi R_n \geq \text{Efectos } \gamma_i Q_i$$

Donde el término de la izquierda representa la resistencia reducida de los elementos y el término de la derecha los efectos mayoradas de las cargas que actúan sobre el puente.

El Código Colombiano de Diseño de Puentes considera los siguientes estados límites de diseño:

- Resistencia I: combinación básica de cargas relacionada con el uso vehicular normal del puente sin viento.
- Resistencia II: combinación de cargas relacionada con el uso del puente con vehículos especiales de diseño especificados por el Propietario con vehículos de evaluación con permiso o ambos sin viento.
- Resistencia III: combinación de carga relacionada con la exposición del puente a vientos con velocidades en exceso de 90 km/h.
- Resistencia IV: combinación de carga relacionada con los efectos de relaciones muy altas de carga muerta sobre carga viva.
- Resistencia V: Combinaciones de carga relacionada con el uso vehicular normal del puente con vientos de 90km/h de velocidad.
- Evento extremo I: Combinación de carga que incluye el sismo. El factor de carga para la carga viva γ_{EQ} debe determinarse para cada proyecto específico.
- Evento extremo II: Combinación de carga de colisión de embarcaciones y vehículos, inundaciones de verificación y ciertos eventos hidráulicos con una carga viva reducida diferente a aquella que hace parte de la carga de colisión vehicular, CT . los caos de inundaciones de verificación no deben combinarse con BL, Cv, CT o IC.
- Servicio I: Combinación de carga relacionada con la operación normal del uso del puente con un viento de 90 km/h y con todas las cargas tomadas en sus valores nominales. También relacionada con el control de deflexiones en estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tubería termoplástica para el control del ancho de fisura en estructuras de concreto reforzado y para análisis transversal relacionado con la tracción en viga de concreto por segmentos. esta combinación de carga también debe utilizarse para la investigación de la estabilidad de taludes.
- Servicio II: combinación de carga para controlar fluencia de estructuras de acero y deslizamiento de conexiones a deslizamiento crítico debido a carga viva vehicular.
- Servicio III: combinación de carga para el análisis longitudinal relacionado con la tracción en superestructuras de concreto presforzados con el objetivo de control de fisuras y de la tracción principal en las almas de las vigas de concreto por segmentos.
- Servicio IV: Combinación de carga relacionado solamente con tracción en columnas de concreto presforzados con el objetivo de control de fisuras.
- Fatiga I combinación de carga para la fatiga y fractura relacionada con la vida útil de fatiga inducida por carga infinita.
- Fatiga II: Combinación de fatiga y fractura relacionada con la vida útil inducida por carga infinita.

Las combinaciones de carga según los estados límites están dados en CCP 14 Tabla 3.4.1-1.

Tabla 2 COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA SEGÚN CCP-14

Tabla 3.4.1-1- Combinaciones y Factores de Carga

Estado Límite de la Combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	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 0	-	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 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30 0	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 0	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II- Sólo LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: CCP-14

Dónde:

- **CARGAS PERMANENTES**

D = fricción negativa (downdrag)

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

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos EH = empuje horizontal del suelo

EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del pos tesado

ES = sobrecarga de suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

- **CARGAS TRANSITORIAS**

BR = fuerza de frenado de los vehículos

CE = fuerza centrífuga de los vehículos

CR = fluencia lenta

CT = fuerza de colisión de un vehículo
 CV = fuerza de colisión de una embarcación
 EQ = sismo
 FR = fricción
 IC = carga de hielo
 IM = incremento por carga vehicular dinámica
 LL = sobrecarga vehicular
 LS = sobrecarga viva
 PL = sobrecarga peatonal
 SE = asentamiento
 SH = contracción
 TG = gradiente de temperatura
 TU = temperatura uniforme
 WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua
 WL = viento sobre la sobrecarga
 WS = viento sobre la estructura

1.1.6 FACTORES DE RESISTENCIA

Según el material y el esfuerzo estudiado el código define los siguientes factores de resistencia.

Para estructuras en concreto en CCP14 5.5.4.2 se tiene:

5.5.4.2 — Factores de Resistencia

5.5.4.2.1 — **Construcción Convencional** — El factor de resistencia ϕ debe tomarse como:

- Para cortante y torsión:
 - Concreto de densidad normal0.90
 - Concreto liviano0.80
- Para secciones de concreto reforzado controladas por tracción, como se define en el Artículo 5.7.2.1.....0.90
- Para secciones de concreto preesforzado controladas por tracción, como se define en el Artículo 5.7.2.1.....1.00
- Para cortante y torsión:
 - Concreto de densidad normal0.90
 - Concreto liviano0.70
- Para secciones controladas por compresión con espirales o estribos, como se define en el Artículo 5.7.2.1, excepto como se especifica en los Artículos 5.10.11.3 y 5.10.11.4.1b para Zonas Sísmicas 2, 3, y 4 en el estado límite de eventos extremos 0.75
- Para apoyo sobre concreto0.70
- Para compresión en modelos de puntal-tensor0.70

- Para compresión en zonas de anclaje:
 Concreto de densidad normal0.80
 Concreto liviano0.65
- Para tracción en el acero en zonas de anclaje
 1.00
- Para resistencia durante hincado de pilotes
 1.00

Para secciones en las cuales la deformación unitaria neta en el acero extremo a tracción está entre los límites para secciones controladas por compresión y las controladas por tracción, ϕ puede incrementarse linealmente de 0.75 a la de las secciones controladas por tracción, a medida que la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo aumenta, del límite de deformación unitaria controlada por compresión, a 0.005.

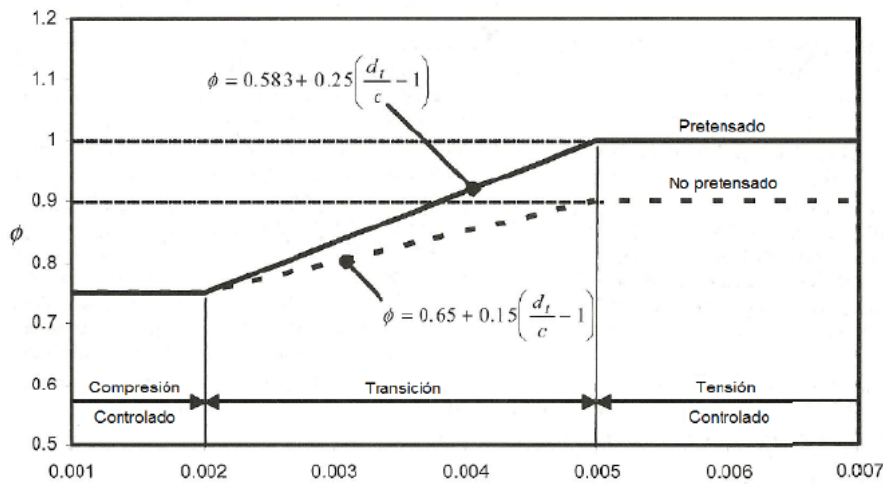


Fig. 8 Figura CCP 14 5.5.4.2.1-1. FUENTE: CCP14

Para estructuras en acero en CCP14 6.5.4.2. se tiene:

6.5.4.2 Factores de resistencia

Los factores de resistencia, ϕ , se deberán tomar como sigue para el estado límite de resistencia:

- Para flexión $\phi_f = 1.00$
- Para corte $\phi_v = 1.00$
- Para compresión axial, elementos solamente de acero $\phi_c = 0.95$
- Para compresión axial, elementos compuestos $\phi_c = 0.90$
- Para tensión, fractura en la sección neta $\phi_u = 0.80$

- Para tensión, fluencia en la sección bruta $\phi_y = 0.95$
- Para aplastamiento sobre pasadores en orificios escariados o perforados o sobre superficies cepilladas $\phi_b = 1.00$
- Para pernos en aplastamiento sobre el material $\phi_{bb} = 0.80$
- Para conectores de cortante $\phi_{sc} = 0.85$
- Para pernos A 325 y A 490 a tensión $\phi_t = 0.80$
- Para pernos A 307 a tensión $\phi_t = 0.80$
- Para pernos F 1554 a tensión $\phi_t = 0.80$
- Para pernos A 307 a cortante $\phi_s = 0.75$
- Para pernos F 1554 a cortante $\phi_s = 0.75$
- Para pernos A 325 y A 490 a cortante $\phi_s = 0.80$
- Para desgarramiento en bloque $\phi_{bc} = 0.80$
- Para rotura a cortante en un elemento de conexión $\phi_{vw} = 0.80$
- Para compresión en una placa de unión de una armadura $\phi_{cg} = 0.75$
- Para placas de unión en empalmes de cuerdas de una armadura $\phi_{cg} = 0.65$
- Para fluencia a cortante en una placa de unión de una armadura $\phi_{cg} = 0.80$
- Para arrugamiento del alma $\phi_w = 0.80$
- Para el metal de soldadura en soldaduras de penetración completa:
 - corte sobre el área efectiva $\phi_{e1} = 0.85$
 - tensión o compresión normal al área efectiva igual que el metal base
 - tensión o compresión paralela al eje de la soldadura igual que el metal base
- Para el metal de soldadura en soldaduras de penetración parcial:
 - corte paralelo al eje de la soldadura $\phi_{e2} = 0.80$
 - tensión o compresión paralela al eje de la soldadura igual que el metal base
 - compresión normal al área efectiva igual que el metal base
 - tensión normal al área efectiva $\phi_{e1} = 0.80$
- Para el metal de soldadura en soldaduras de filete:
 - tensión o compresión paralela al eje de la soldadura igual que el metal base
 - cortante en la garganta del metal de soldadura $\phi_{c2} = 0.80$

- Para la resistencia durante el hincado de pilotes $\phi = 1.00$
 - Para la resistencia axial de pilotes en compresión y sujetos a daño por condiciones de hincado severas que hacen necesario utilizar una punta de perforación: $\phi_c = 0.50$ pilotes de sección en H $\phi_c = 0.50$
 - pilotes de sección tubular $\phi_c = 0.60$
- Para la resistencia axial de pilotes en compresión cuando las condiciones de hincado son buenas y no es necesario utilizar una punta de perforación:
 - pilotes de sección en H $\phi_c = 0.60$
 - pilotes de tubería circular $\phi_c = 0.70$
- Para resistencia a carga axial y de flexión combinadas en pilotes no dañados:
 - resistencia axial para pilotes de sección en H $\phi_c = 0.70$
 - resistencia axial para pilotes de tubería circular $\phi_c = 0.80$
 - resistencia a flexión $\phi_f = 1.00$
 - Para conectores de cortante en tensión $\phi_{st} = 0.75$

Para estructuras en aluminio en CCP14 7.5.4. se tiene:

Tabla 7.5.4-1 — Factores de resistencia

Efecto de la Fuerza	ϕ_y	ϕ_u	ϕ_c	ϕ_t	ϕ_b
Arrugamiento del alma	-	-	0.80	-	-
Resistencia a la tracción	0.90	0.75	-	-	-
Capacidad de la columna:	Para $\lambda < 1.5$, $\phi_c = 0.94 - 0.19\lambda \leq 0.90$ para $\lambda \geq 1.5$, $\phi_c = 0.52 + 0.09\lambda \leq 0.90$			0.90	-
Compresión en componentes de columnas –Aletas y piernas sobresalientes	-	-	0.80	0.90	-
Compresión en componentes de columnas, sección bruta de planchas planas con ambos bordes soportados.	-	-	0.80	0.90	-
Compresión en componentes de columnas, sección bruta de planchas curvas soportadas en ambos bordes, muros de tubos redondos u ovalados	-	-	0.75	0.90	-
Tracción en fibras extremas de vigas	Perfiles estructurales flexionados sobre el eje fuerte	0.90	0.80	-	-
	Tubos rectangulares	0.90	0.85	-	-
Tracción en las fibras extremas de vigas –Tubos redondos u ovalados–pernos	0.85	0.75	-	-	-
Tracción en las fibras extremas de las vigas –Perfiles flexionados sobre el eje débil, barras rectangulares, planchas	0.85	0.75	-	-	-
Compresión en vigas, Fibra extrema, Sección bruta de un Alma simple Vigas flexionadas sobre eje fuerte	-	-	-	0.90	0.80
Compresión en vigas, Fibra extrema, Sección bruta de tubos redondos u ovalados	-	-	-	0.85	0.75
Compresión en vigas, Fibra extrema, Sección bruta de vigas sólidas rectangulares	-	-	-	0.85	0.85
Compresión en vigas, Fibra extrema, Sección bruta de tubos rectangulares y secciones en cajón	-	-	-	0.90	0.80
Compresión en componentes de vigas (componente bajo de compresión uniforme), Sección bruta de Alas sobresalientes	-	-	0.80	0.90	-

Compresión en vigas, Fibra extrema, Sección bruta de tubos redondos u ovalados	-	-	-	0,85	0,75
Compresión en vigas, Fibra extrema, Sección bruta de vigas sólidas rectangulares	-	-	-	0,85	0,85
Compresión en vigas, Fibra extrema, Sección bruta de tubos rectangulares y secciones en cajón	-	-	-	0,90	0,80
Compresión en componentes de vigas (componente bajo de compresión uniforme), Sección bruta de Alas sobresalientes	-	-	0,80	0,90	-
Compresión en componentes de vigas (componente bajo de compresión uniforme), Sección bruta de Placas planas con ambos bordes soportados	-	-	0,80	0,90	-
Compresión en componentes de vigas de Secciones curvas	-	-	0,75	0,85	-
Compresión en componentes de vigas (componente bajo flexión en su propio plano), Sección bruta de Placas planas con los bordes a compresión libres, bordes a tracción soportados	-	-	0,80	0,85	-
Compresión en componentes de vigas (componente a flexión en su propio plano), Sección bruta de Placas planas con ambos bordes apoyados	-	-	0,80	0,85	-
Compresión en componentes de vigas (Componente bajo flexión en el plano propio), Sección bruta de Placas planas con rigidizador horizontal, ambos bordes apoyados	-	-	0,80	0,85	-
soportados					
Cortante de Almas planas no rigidizadas	-	-	0,80	0,90	-
Cortante de Almas planas rigidizadas	-	-	0,80	0,90	-
Cortante de Rigidizadores transversales	$\phi = 0.90$				
Rigidizadores de apoyo	$\phi = 0.90$				

1.1.7 INDICES DE CONFIABILIDAD

La utilización del índice de confiabilidad en CCP14 se relaciona con el valor adoptado para el factor de modificación de carga η . Según CCP14 C.1.3.2.1. se define:

“La influencia de η en el índice de confiabilidad de vigas β , se puede estimar observando sus efectos sobre los valores mínimos de β calculados en una base de datos e puentes de vigas compuestas. estructuras reticulares y cimentaciones no hicieron parte de la base de datos; solo se consideró la confiabilidad de los elementos individuales. para fines de discusión, los datos de puentes tipo vigas compuestas utilizando en la calibración de las especificaciones base de esta Norma se modificaron multiplicando las cargas totales mayoradas por $\eta=0.95, 1.0, 1.05$ y 1.10 . los valores mínimos resultantes de β para 95 combinaciones de luz espaciamento y tipo de construcción fueron aproximadamente 3.0, 3.5, 3.8 y 4.0 respectivamente. en otras palabras, usando $n>1$ resulta en un β mayor que 3.5. “

“El estado límite de resistencia I en las AASTHO LRFD Design Specifications ha sido calibrado para una confiabilidad objetivo de 3.5 con una correspondiente probabilidad de excedencia de 2.01×10^{-4} durante los 75 años de la vida del puente. Esta confiabilidad de 75 años es equivalente a una probabilidad de excedencia anual de 2.7×10^{-6} con un correspondiente índice de confiabilidad objetivo anual de 4.6.”

El código CCP14 en su ecuación 1.3.2.1-2 indica el cálculo de los valores de η :

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

Donde

η_D = factor relacionado con la ductilidad.

η_I = factor relacionado con la importancia operativa.

η_R = factor relacionado con la redundancia.

Para η_D se tienen en CCP14 1.3.3.

Para el estado límite de resistencia:

- $\eta_D \geq 1.05$ para componentes y conexiones no dúctiles
- = 1.00 para diseños convencionales y detalles que cumplen con estas especificaciones.
- ≥ 0.95 para los componentes y conexiones para las cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de las requeridas por estas especificaciones.

Para todos los demás estados límite:

$$\eta_D = 1.00$$

Para el η_R se tienen en CCP14 1.3.4.

Para el estado límite de resistencia:

- $\eta_R \geq 1.05$ para miembros no redundantes
- = 1.00 para niveles convencionales de redundancia, elementos de cimentación donde ϕ representa la redundancia, como se especifica en el Artículo 10.5
- = 0.95 para niveles excepcionales de redundancia más allá de vigas continuas y una sección transversal cerrada a la torsión

Para todos los demás estados límite:

$$\eta_R = 1.00$$

Para el η_I se tienen en CCP14 1.3.4.

Para el estado límite de resistencia:

- $\eta_I \geq 1.05$ para puentes críticos o esenciales
- = 1.00 para puentes típicos
- = 0.95 para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límite:

$$\eta_I = 1.00$$

CAPITULO II

2 Objetivos

2.1.1 OBJETIVO GENERAL

- Evaluar la variación de los momentos de diseño y refuerzos debido al cambio de la carga viva del diseño de puentes simplemente apoyados tipo losa y vigas.

2.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Evaluar la afectación del cambio de la carga viva, así como de su aplicación en puentes simplemente apoyados para diferentes luces y diferentes separaciones de vigas.
- Determinar el cambio de la aplicación y magnitud de la carga viva en el CCP-14 en los puentes típicos existentes con respecto a la metodología planteada en el CCP-95.
- Determinar las variaciones en acero de refuerzo de las vigas evaluados con CCP-14 y las variaciones del refuerzo de losas por el método de diseño tradicional descrito en CCP-14.

2.1.3 PROCEDIMIENTO

Se realizará el cálculo de vigas para puentes simplemente apoyados de luces entre 15m y 35m con anchos de calzada entre 12 m y 20 m, con los códigos CCP95 y CCP14 con el fin de determinar el acero de refuerzo a momento en el voladizo, la placa entre vigas, la viga externa y comparar la influencia que tiene en dichos elementos.

CAPITULO III

3 PROCEDIMIENTO PARA CALCULO SEGÚN NORMA COLOMBIA DE DISEÑO DE Puentes CCP-95.

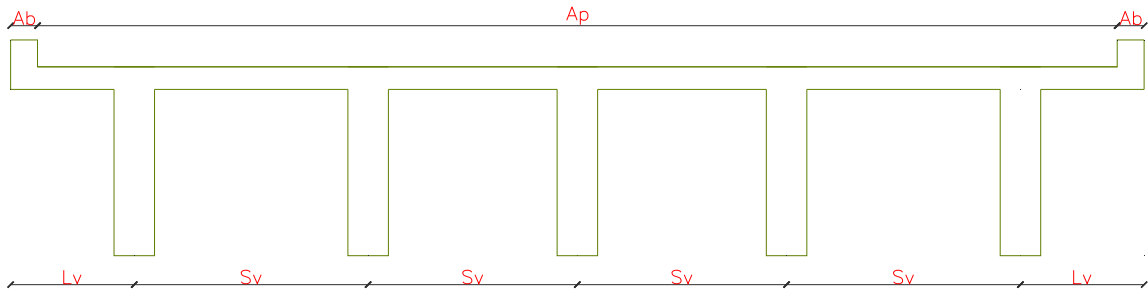


Fig. 9 SECCION TIPICA DE PUENTE. FUENTE: PROPIA

3.1 DATOS INICIALES

3.1.1 ALTURA DE LA VIGA

Se determina según CCP95 Tabla A.7-1

$$h_v = 0.07 * L_p$$

3.1.2 NUMERO DE VIGAS

El número de vigas estará entre:

$$N_v = \left(\frac{A_p + 2 * A_b}{2.5} \right) \quad \text{y} \quad N_v = \left(\frac{A_p + 2 * A_b}{3} \right) \quad (\text{Asumido por el autor})$$

3.1.3 SEPARACION DE VIGAS

Para determinar la separación de las vigas Sv se tiene:

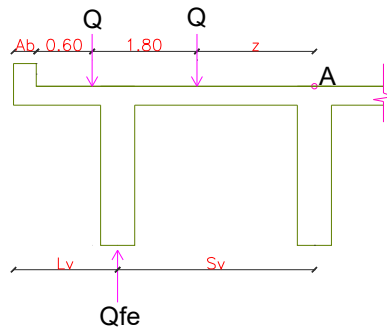


Fig. 10 DETERMINACION DE SEPARACION DE VIGAS. FUENTE: PROPIA

$$z = L_v + S_v - A_b - 2.40 \quad (1)$$

$$L_v = \left(\frac{(2 * A_b + A_p) - (N_v - 1) * S_v}{2} \right) \quad (2)$$

De (1) y (2) se tiene:

$$z = \frac{1}{2}Ap - \frac{1}{2}Nv * Sv + 1.5 * Sv - 2.40 \quad (3)$$

Haciendo momentos con respecto a "A" se tiene:

$$Qfe = \frac{z * Q + (z + 1.8) * Q}{Sv}$$
$$fe = \frac{z * z + 1.80}{Sv} \quad (4)$$

De (3) y (4) se tiene:

$$fe = \frac{Ap - Nv * Sv + 3 * (Sv - 1)}{Sv} \quad (5)$$

Ahora tomando para la viga exterior:

$$fe = \frac{Sv}{1.80} \quad (6)$$

Tomando (5) y (6) se tiene:

$$Sv = \frac{(5.40 - 1.80Nv) \pm \sqrt{(5.40 - 1.80Nv)^2 + 4 * (1.8 * Ap - 5.40)}}{2} \quad (6)$$

3.1.4 ANCHO DE VIGAS

Para el ancho de viga se tiene:

$$bv = \frac{Sv}{6} \quad \text{ó} \quad \frac{Sv}{7} \quad (\text{Asumido por el autor})$$

3.1.5 ANCHO DE RIOSTRA

$$br = 0.40 * bv \quad \text{ó} \quad 0.50 * bv \quad (\text{Asumido por el autor})$$

3.1.6 VIAS DE CIRCULACION

Según CCP95 se tiene:

$$N = \left\lceil \left\lfloor \frac{Ap}{3.65} \right\rfloor \right\rceil$$

3.2 DISEÑO DE VOLADIZO

Para el voladizo se considera los siguientes diagramas:

3.2.1 CARGA MUERTA:

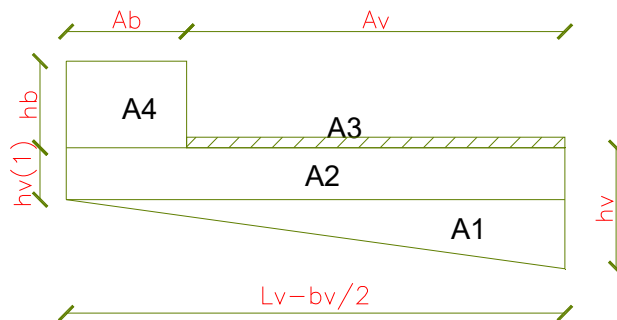


Fig. 11 SECCIONES CARGA MUERTA. FUENTE: PROPIA

Tabla 3 AVALUO DE CARGA MUERTA VOLADIZO

SECCION	B(m)	L(m)	A (m ²)	W(kN)	X(m)	M(kN-m)
A1	hv-hv(1)	Av+Ab	$A1=(hv-hv(1))*(Av+Ab)/2$	$W1=A1*24$	$X1=1/3*(Lv-bv/2)$	$M1=W1*X1$
A2	hv(1)	Lv-bv/2	$A2= hv(1)*(Lv-bv/2)$	$W2=A2*24$	$X2=1/2*(Lv-bv/2)$	$M2=W2*X2$
A3(ASFALTO)	0.05	Av	$A3= 0.05*Av$	$W3=A3*22$	$X3=1/2*(Av)$	$M3=W3*X3$
A4	Ab	Hb	$A4=Ab*Hb$	$W4=A4*24$	$X4=Av+Ab/2$	$M4=W4*X4$
A5(BARANDA)				$W5= 3$	$X5= Av+Ab/2$	$M5=W5*X5$
TOTAL			$\sum Ai$	$\sum Wi$		$\sum Mi$

Fuente: Propia

W5= 3 kN/m para barandas en concreto

Para las cargas mayoradas según CCP95 Tabla 3.4.1-1 se tiene:

Tabla 4 CARGAS MAYORADAS VOLADIZO

SECCION	F.M	Vu(kN-m)	Mu(kN-m)
A1	$\beta_D*\gamma$	$W1* \beta_D*\gamma$	$M1* \beta_D*\gamma$
A2	$\beta_D*\gamma$	$W2* \beta_D*\gamma$	$M2* \beta_D*\gamma$
A3(ASFALTO)	$\beta_D*\gamma$	$W3* \beta_D*\gamma$	$M3* \beta_D*\gamma$
A4	$\beta_D*\gamma$	$W4* \beta_D*\gamma$	$M4* \beta_D*\gamma$
A5(BARANDA)	$\beta_D*\gamma$	$W5* \beta_D*\gamma$	$M5* \beta_D*\gamma$
TOTAL		$\sum Vu_i$	$\sum Mu_i$

Fuente: Propia

Con $\beta_D=1.0$ $\gamma = 1.3$.

3.2.2 CARGA VIVA

Para la carga viva en el voladizo se considera que se coloca una rueda a 0.30m del bordillo

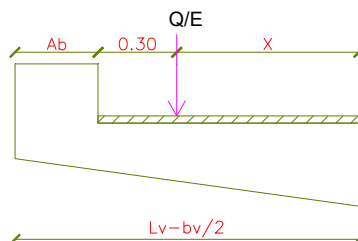


Fig. 12 DIAGRAMA DE CARGAS VIVAS EN EL VOLADIZO. FUENTE: PROPIA

Por lo cual se tiene:

$$x = \left(Lv - \frac{bv}{2} \right) - Ab - 0.30$$

$$E = 1140 + 0.833X \quad \text{CCP95 A-4.2.4}$$

$$M_L = (P * x) / E$$

$$I = \frac{16}{\left(Lv - \frac{bv}{2} \right) + 40} \leq 0.30 \quad \text{CCP95 A.3.4.3.2.1}$$

$$M_{(L+I)} = M_L * I$$

$$P_{(L+I)} = P * I$$

Para las cargas mayoradas según CCP95 Tabla A.3.12-1 se tiene:

$$M_{u(L+I)} = \gamma * 2.2 * M_{(L+I)}$$

$$V_{u(L+I)} = \gamma * 2.2 * P_{(L+I)}$$

$$\gamma = 1.30$$

Para calcular la altura del voladizo tenemos:

$$d = \frac{Vu}{\varphi * b * \vartheta u}$$

$$h_{vol} = d + 0.06$$

3.2.3 CALCULO DE CUANTIA ACERO.

Para la cuantía mínima de acero se toma lo descrito en A.7.9.1. “en cualquier sección de un elemento sometido a flexión donde debido al análisis se requiere refuerzo a tracción el refuerzo suministrado debe ser el necesario para desarrollar un momento de por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento calculado con base en el módulo de rotura.”

$$M_n = 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = \left(\frac{f_r * I_g}{y_t} \right) \quad \text{Ecuación CCP95 A.7-2}$$

3.3 PLACA ENTRE VIGAS

El espesor mínimo de las placas entre vigas está dado por CCP95

$$t_{p_{min}} = \left(\frac{1.2 * (S_v + 3.05)}{30} \right) \geq 0.165 \quad (\text{para tres o más vigas})$$

3.3.1 CARGA MUERTA

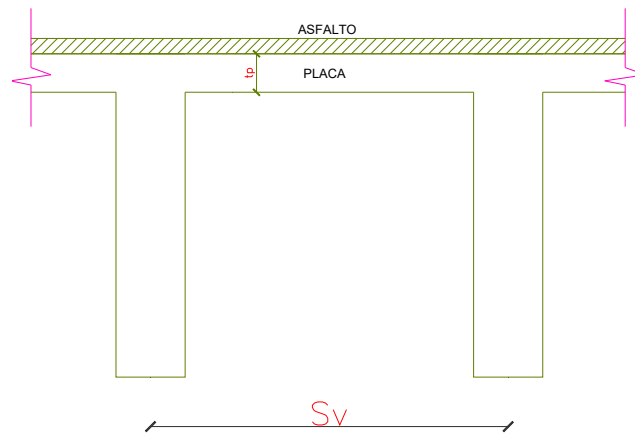


Fig. 13 SECCIONES CARGA MUERTA PLACA ENTRE VIGAS. FUENTE: PROPIA

Tabla 5 AVALUO DE CARGA MUERTA PLACA ENTREVIGAS

SECCION	e (m)	W(kN)	M(kN-m)	F.M
ASFALTO	0.05	$W1=22*0.05$	$M1=W1*Sv*Sv/10$	$\beta_D*\gamma$
PESO PROPIO	tp	$W2=24*tp$	$M2=W2*Sv*Sv/10$	$\beta_D*\gamma$
TOTAL		$\sum Wi$	$\sum Mi$	

Fuente: Propia

Con $\beta_D=1.0$ $\gamma = 1.3$.

3.3.2 CARGA VIVA

El momento debido a carga viva está dado por CCP95 A.4.2.2.1.1

$$M = \left(\frac{P * (Sv + 0.6)}{9.8} \right)$$

$$Mu = M * \gamma * 2.2$$

$$\gamma = 1.3 \text{ CCP95 Tabla A.3.12-1}$$

3.3.3 CALCULO DE CUANTIA ACERO.

Se aplica lo descrito en el Ítem 2.3,

Para el refuerzo secundario se toma lo descrito en CCP95 4.2.2.1.3.

$$\%As = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

3.4 VIGA EXTERIOR

3.4.1 AVALUO DE CARGA MUERTA VIGA EXTERIOR

3.4.1.1 PESO PROPIO

Es el correspondiente al peso de la placa aferente a la viga y el peso de la viga.

Tabla 6 CALCULO DE PESO PROPIO DE PLACA Y VIGA

SECCION	b (m)	h (m)	W(kN/m)	M(kN-m)	F.M
PLACA	Sv	tp	$W1=Sv*tp*24$	$M1=W1*Lp*Lp/8$	$\beta_D*\gamma$
VIGA	bv	hv-tp	$W2=bv*(hv-tp)*24$	$M2=W2*Lp*Lp/8$	$\beta_D*\gamma$
TOTAL			ΣWi	ΣMi	

Fuente: Propia

Con $\beta_D=1.0$ $\gamma = 1.3$.

3.4.1.2 CARGAS MUERTAS POSTERIORES

Es el correspondiente al peso de las cargas muertas que se aplican posteriormente a la elaboración de la estructura:

Tabla 7 CALCULO DE PESO CARGAS MUERTAS POSTERIORES

SECCION	b (m)	h (m)	W(kN/m)	M(kN-m)	F.M
BORDILLO	Ab	hb	$W3=Ab*hb*2*24/Nv$	$M3=W3*Lp*Lp/8$	$\beta_D*\gamma$
PAVIMENTO	Ap	0.05	$W4=Ap*0.05*22/Nv$	$M4=W4*Lp*Lp/8$	$\beta_D*\gamma$
BARANDA			$W5=3*2/Nv$	$M5=W5*Lp*Lp/8$	$\beta_D*\gamma$
TOTAL			ΣWi	ΣMi	

Fuente: Propia

Con $\beta_D=1.0$ $\gamma = 1.3$. $W5=3$ kN/m correspondiente al peso de la baranda

3.4.1.3 CARGA DE RIOSTRA

Se considera una riostra en el centro de la luz.

Tabla 8 CALCULO DE PESO RIOSTRA

SECCION	b (m)	h (m)	l (m)	W(kN)	M(kN-m)	F.M
RIOSTRA	br	hv-tp-0.25	(Sv-bv)	$W6=br*(hv-tp-0.25)*(Sv-bv)*24$	$M6=W6*Lp/4$	$\beta_D*\gamma$

Fuente: Propia

Con $\beta_D=1.0$ $\gamma = 1.3$.

3.4.2 AVALÚO CARGA VIVA VIGA EXTERIOR- MOMENTO FLECTOR

Para la carga viva se tiene en cuenta lo descrito en CCP95 A.3.4.2 Figura A.3.4B, en el cual la carga y línea de carga estará dado por la luz de la viga.

El impacto está dado por:

$$I = \frac{16}{(Lp) + 40} \leq 0.30$$

3.4.2.1 CAMION DE DISEÑO

Según CCP95 A.3.4.2.1.2 el camión de diseño corresponde a un camión de carga total de 400kN distribuidos en tres ejes los dos traseros cargan 150kN cada uno separados entre 4.00m hasta 9.00 m y el eje delantero carga 100kN separado 4.0m.

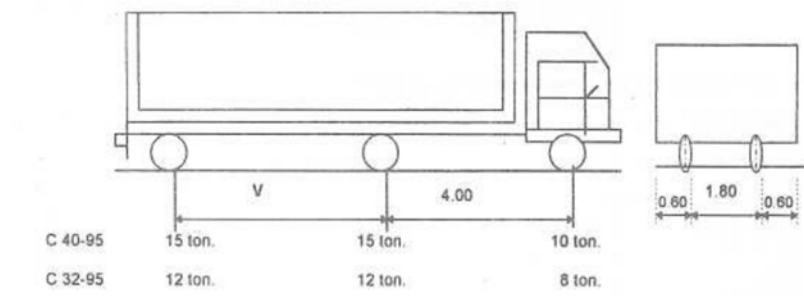


Fig. 14 CAMION DE DISEÑO CCP-95. FUENTE: CCP-14

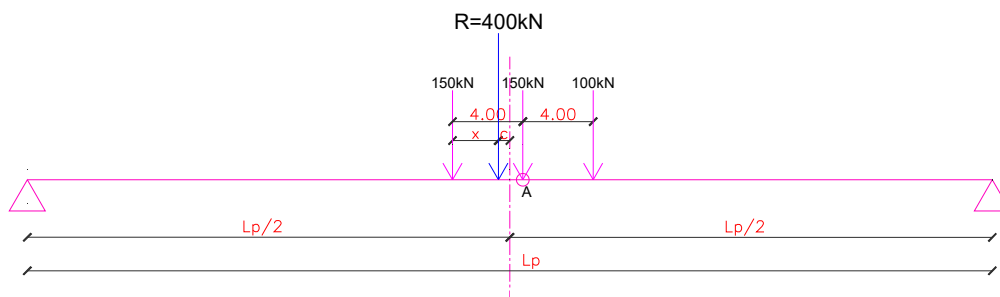


Fig. 15 DISTRIBUCION DE CARGAS PARA CAMION DE DISEÑO SEGÚN TEOREMA DE BARRE. FUENTE: PROPIA

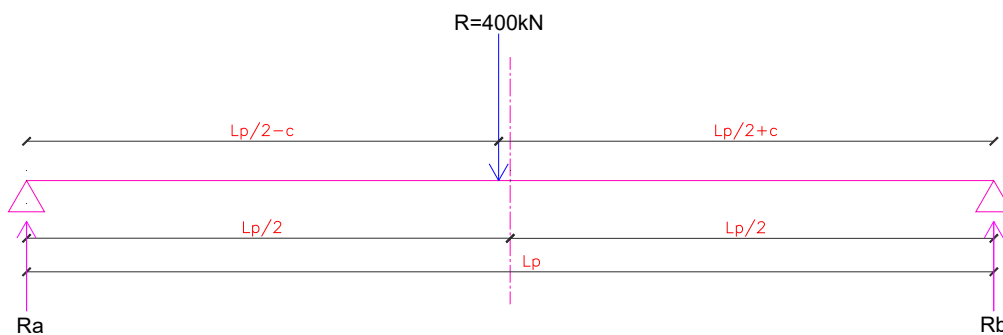


Fig. 16 DIAGRAMA DE FUERZAS CÁLCULO DE Ra CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA

$$Ra = \frac{R * \left(\frac{L_p}{2} + c\right)}{L_p}$$

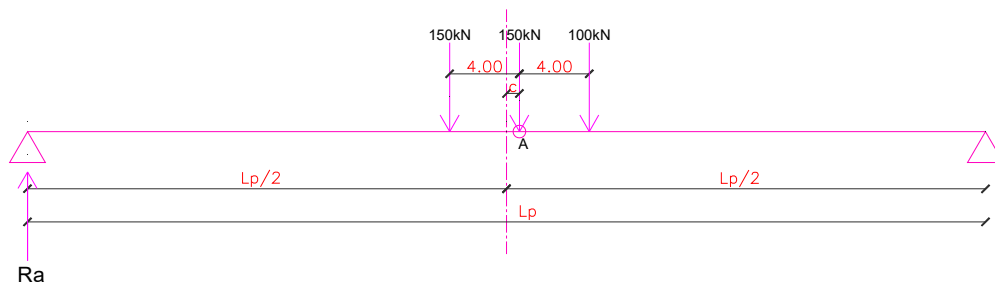


Fig. 17 DIAGRAMA DE FUERZAS-CALCULO DE MOMENTO MAXIMO CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA

Haciendo momentos con respecto al punto A se determina el momento máximo debido al camión de diseño.

$$M_a = M_{max} = R_a * \left(\frac{L_p}{2} + c\right) - 150 * 4.00$$

$$M_{max} = \frac{R * \left(\frac{L_p}{2} + c\right)}{L_p} * \left(\frac{L_p}{2} + c\right) - 150 * 4.00$$

$$M_{max_{CD}} = \frac{R * \left(\frac{L_p}{2} + c\right)^2}{L_p} - 600$$

3.4.2.2 LINEA DE CARGA

Según CCP95 la línea de carga es de $w = 1.50 - \frac{L-28}{200}$ para luces entre 28 y 100 metros, para luces inferiores no se contempla línea de carga y para luces mayores se toma $w = 1.14$ t/m.

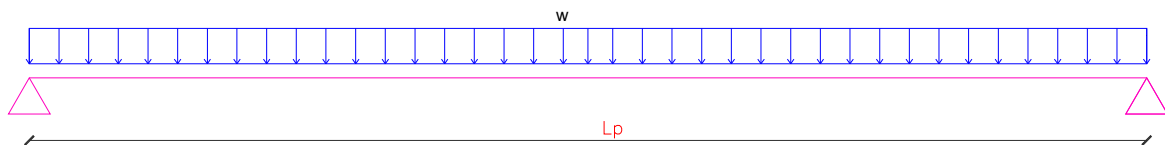


Fig. 18 DIAGRAMA DE CARGAS SEGÚN LINEA DE CARGA. FUENTE: PROPIA

$$M_{max_{LC}} = \frac{w * L_p^2}{8}$$

3.4.2.3 CARGA PUNTUAL

Para la carga puntual se tiene una carga de $P=12\text{Ton}$ para luces mayores a 28m, en luces inferiores no se considera esta carga.

$$M = \frac{P * L}{4}$$

3.4.3 AVALUO CARGA VIVA VIGA EXTERIOR- CORTANTE

3.4.3.1 FACTOR DE DISTRIBUCION

Para determinar el valor del f_i se toman las siguientes dos opciones:

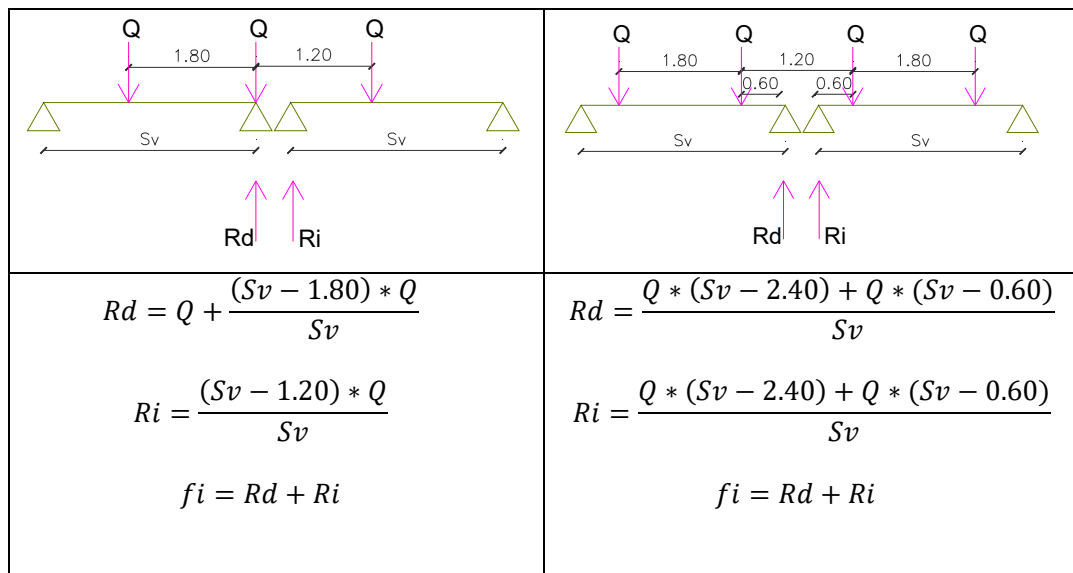


Fig. 19 FACTORES DE DISTRIBUCION. FUENTE: PROPIA

Se toma el mayor f_i obtenido de las dos opciones anteriores.

El valor de f_e es el calculado en el ítem 3.1.3.

3.4.3.2 CAMION DE DISEÑO

$$R_{a1} = Q1 * f_e + \frac{Q2 * f_i * (Lp - 4.00) + Q3 * f_i * (Lp - 8.00)}{Lp}$$

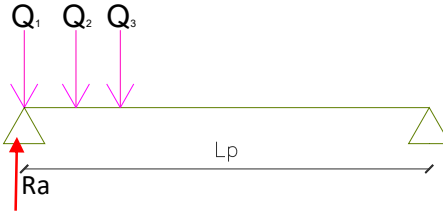


Fig. 20 OPCION 1 CARGA VIVA-CORTANTE-CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA

$$R_{a1} = \frac{Q1 * fe * \left(\frac{Lp}{2}\right) + Q2 * fi * \left(\frac{Lp}{2} - 4.00\right) + Q3 * fi * (Lp/2 - 8.00)}{Lp}$$

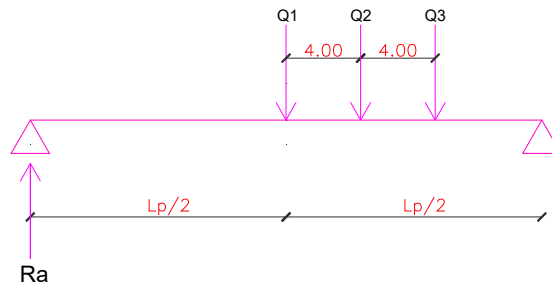


Fig. 21 OPCION 2 CARGA VIVA-CORTANTE-CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA

3.4.3.3 LINEA DE CARGA

$$V_{Lc} = \frac{w * fe * Lp}{2}$$

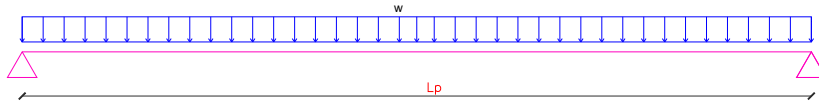


Fig. 22 CARGA VIVA-CORTANTE-LINEA DE CARGA. FUENTE: PROPIA

3.4.3.4 CARGA PUNTUAL

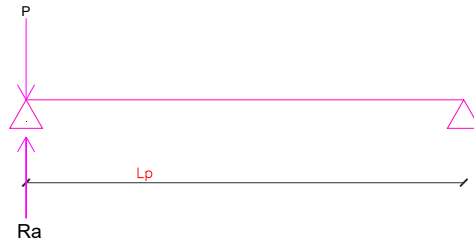


Fig. 23 CARGA VIVA-CORTANTE- CARGA PUNTUAL EN $x=0$. FUENTE: PROPIA

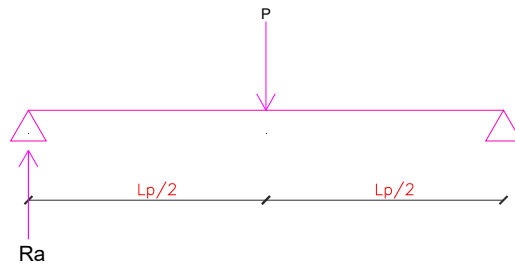


Fig. 24 CARGA VIVA-CORTANTE- CARGA PUNTUAL EN $x=Lp/2$. FUENTE: PROPIA

$$R_a = P = \frac{160}{2} * fi \quad \text{en } x = 0$$

$$R_a = \frac{P}{2} = \frac{160}{2} * fi * \frac{1}{2} \quad \text{en } x = Lp/2$$

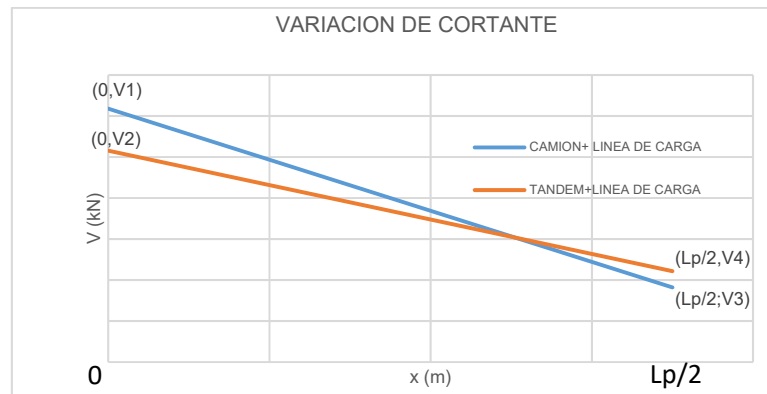


Fig. 25 VARIACION DE CORTANTE DEBIDO A CARGA VIVA. FUENTE: PROPIA

3.5 DISEÑO DE VIGAS CON LUCES INFERIORES A 20m

Para puentes con luces inferiores a 20m se diseñará con refuerzo pasivo, se utiliza la teoría del rectángulo de Whitney para calcular el refuerzo necesario, se verifica la posición del eje y se verifica por último el valor del brazo de palanca “d”.

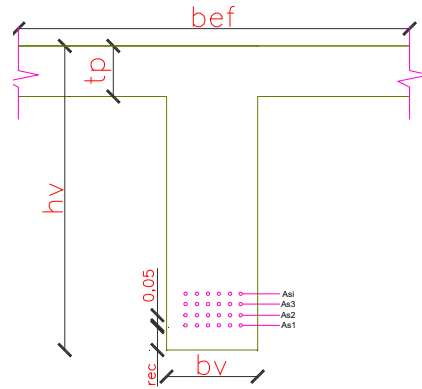


Fig. 26 SECCION TIPICA DE VIGA REFORZADA. FUENTE: PROPIA

$$b_{ef} = 12 * tp + bv$$

$$d = 0.90 * hv$$

$$M_u = 0.9 * p * f_y * \left(1 - 0.59 * p * \frac{f_y}{f'_c}\right) * b * d^2$$

$$As = p * b_{ef} * d$$

Para la verificación de la posición del eje neutro se iguala la compresión a la tensión, según el rectángulo de Whitney se determina:

$$C = 0.85 * f'_c * a * b_{ef} \quad y \quad T = As * f_y \quad a = 0.85 * c \quad \text{para } f'_c \leq 28MPa$$

$$0.85 * f'_c * 0.85 * c * b_{ef} = As * f_y$$

$$c = \frac{As * f_y}{0.85 * f'_c * 0.85 * b_{ef}}$$

Ahora el valor “d” se determina:

$$d = \frac{As1 * \left(rec + \frac{\emptyset}{2}\right) + As2 * \left(rec + \frac{\emptyset}{2} + 0.05\right) + As3 * \left(rec + \frac{\emptyset}{2} + 0.05 * 2\right) + Asi * \left(rec + \frac{\emptyset}{2} + 0.05 * (i - 1)\right)}{\sum As_i}$$

3.6 DISEÑO DE VIGAS CON LUCES SUPERIORES A 20m.

Para puentes con luces superiores a 20m se diseñará con refuerzo pre-esforzado. Se considera dos etapas de tensionamiento:

- Primer tensionamiento: Carga muerta debido al peso propio (peso propio de la viga, peso propio de la losa, peso propio de la riostra).
- Segundo tensionamiento: Cargas muertas posteriores (peso de asfalto, peso del bordillo, peso de la baranda) + Carga Viva.

3.6.1 MATERIALES

3.6.1.1 CONCRETO

El concreto utilizado será de $f_c = 28\text{MPa}$. El módulo de elasticidad del concreto se determina según CCP95 A.7.6.4.

$$E = 15000\sqrt{f'_c} \text{ en } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ para agregado de origen igneo}$$

$$E = 12000\sqrt{f'_c} \text{ en } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ para agregado de origen sedimentario}$$

3.6.1.2 ACERO DE PREESFUERZO.

Para el acero de pre-esfuerzo se utilizará las dadas por ICONTEC 15, ASTM A416, ASTM A421 y ASTM A722, para el diseño del presente documento se tomó:

$$f_{pu} = 1980 \text{ MPa} \quad f_{py} = 1890 \text{ MPa}$$

$$E = 180000\text{MPa}$$

3.6.2 PROPIEDADES DE LA VIGA

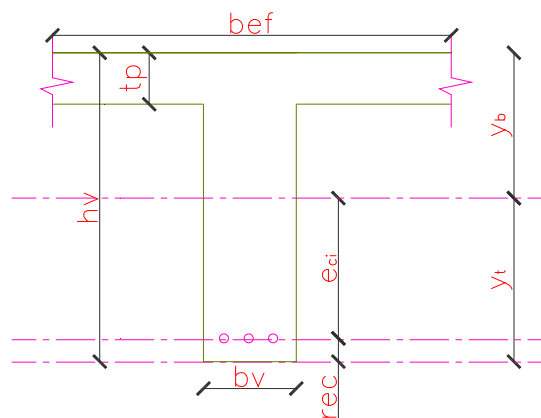


Fig. 27 SECCIONES DE LA VIGA PARA PREESFUERZO. FUENTE: PROPIA

3.6.2.1 INERCIA

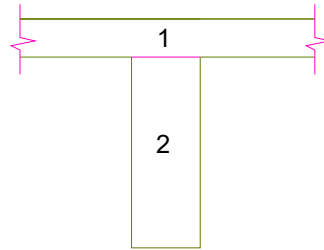


Fig. 28 SECCIONES PARA CALCULO DE INERCIA. FUENTE: PROPIA

Tabla 9 CALCULO DE INERCIA VIGA

SECCION	b (m)	h (m)	Área(m ²)	y(m)	A*y(mm ³)	Iyy(mm ⁴)
1	b _{efe}	tp	A1= b _{efe} * tp	y1= hv - tp/2	Ay(1)=A1*y1	(b _{efe} *tp ³)/12
2	bv	hv-tp	A2=bv*(hv-tp)	y2= (hv - tp)/2	Ay(2)=A2*y2	(bv *(hv-tp) ³)/12
TOTAL			ΣA		ΣAy	ΣIyy

Fuente: Propia

$$y_t = \frac{\Sigma Ay}{\Sigma A} \quad y_b = hv - y_t$$

Tabla 10 CALCULO DE INERCIA VIGA

SECCION	d (m)	A*d ²
1	d1 =y _b -tp/2	A1*d1 ²
2	d2 = y _t - (hv - tp)/2	A1*d2 ²
TOTAL		Σ A*d ²

Fuente: Propia

$$I_{yy} = \Sigma I_{yy} + \Sigma A * d^2$$

$$e_{ci} = y_t - recubrimiento$$

3.6.3 ESFUERZOS

El momento de diseño para la viga está dado por:

$$M_n = M_{D(peso\ propio)} + M_{D(riostra)}$$

Los esfuerzos en la viga se determinan como:

$$f_b = \frac{M_n * y_b}{I_{yy}} \quad (\text{esfuerzo superior de la viga})$$

$$f_t = \frac{M_n * y_t}{I_{yy}} \quad (\text{esfuerzo inferior de la viga})$$

$$f_{cri} = \frac{e_{ci} * f_t}{y_t} \quad (\text{esfuerzo inferior de la viga})$$

La tensión en el cable se obtiene de:

$$T = \frac{ft}{\frac{1}{A} + \frac{e_{ci} * yt}{I_{yy}}}$$

Asumiendo una tensión máxima en los cables con una carga efectiva de 120 kN se calcula la cantidad de torones como:

$$N = \frac{T}{120}$$

Ahora se distribuyen los ductos en la viga:

Tabla 11 CALCULO ESFUERZOS EN LOS TORONES

DUCTO	yo (m)	yci (m)	CURVA (m)	RECTA (m)	As (mm2)	Fpj (kN/m2)	Pj (kN)
1	yt	0.21	LC1=0.85*Lp/2	Lp-LC1	As1 = N1*As(torón)	0.70*fpu	Fpj*As1
2	yt	0.21	LC2=0.85*Lp/2	Lp-LC2	As2 = N2*As(torón)	0.70*fpu	Fpj*As2
3	Yt-0.20	0.16	LC3=0.85*Lp/2	Lp-LC3	As3 = N3*As(torón)	0.70*fpu	Fpj*As3

Fuente: Propia

- $k = 0.0049/m$
- $\mu = 0.15$ s 0.25 se toma como 0.25 .

La distribución de los cables se toma como una parábola, la ecuación general de la parábola es:

$$y = A * x^2 + B$$

Los valores de A y B son:

$$A = \frac{y_0 - y_{ci}}{l_{curva_i}}$$

$$B = y_{ci}$$

Las pérdidas instantáneas están dadas por CCP14 5.9.5.1 asentamiento de cuña tomado como 0.01m, 5.9.5.2.2. Para fricción y 5.9.5.2.3 Acortamiento elástico.

$$\Delta f_{pf} = f_{pj} * (1 - e^{-(k*x + \mu*\alpha)}). \text{ Pérdidas por fricción}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ct}} * f_{cgp}. \text{ Pérdidas por acortamiento elástico.}$$

Se toman puntos de control cada 0.50m, se calcula el punto donde el asentamiento por anclaje es igual a cero como:

$$Z = (f_{p_{x=0}} - f_{p_{x=Lp/2}})$$

$$X = \sqrt{\left(\frac{Es * \text{Asentamiento de cuña}}{\frac{2 * Z}{Lp}} \right)}$$

$$\Delta f_{pAN} = \frac{2 * (P_0 - P_x) * (X - x_i)}{X} \quad \text{Perdidas por asentamiento de cuña.}$$

El momento debido a los cables está dado por:

$$M_i = P_i * e_i$$

$$e_i = y_t - A * (L_{curva} - x_i)^2 + B$$

Donde P_i es la fuerza en el cable después de las pérdidas iniciales en cada sección de control y “ e_i ” es la excentricidad del cable.

El esfuerzo de la viga debido a los cables será:

$$f_{bD} = \frac{M_i * y_b}{I} \quad , \quad f_{tD} = \frac{M_i * y_t}{I}$$

Los esfuerzos en las secciones debido a la carga muerta son:

$$f_{bp} = \frac{M_D * y_b}{I} \quad , \quad f_{tp} = \frac{M_D * y_t}{I}$$

El esfuerzo total de la sección debido a la carga y el pre-esforzado es:

$$f_b = f_{bD} + f_{bp} \quad ; \quad f_t = f_{tD} + f_{tp}$$

CAPITULO IV

4 PROCEDIMIENTO PARA CALCULO SEGÚN NORMA COLOMBIA DE DISEÑO DE Puentes CCP-14

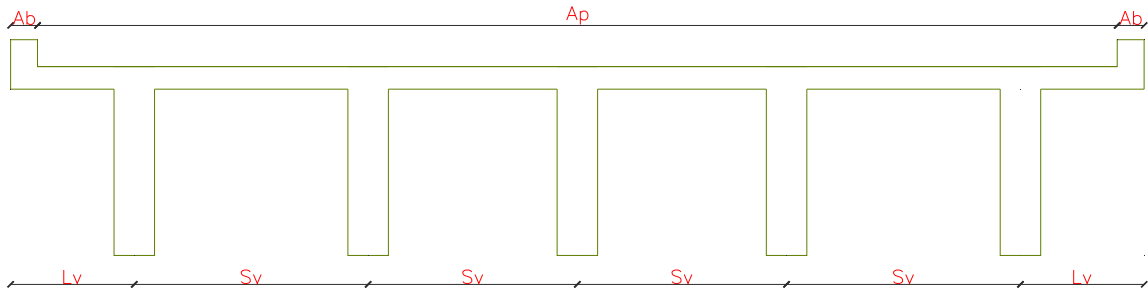


Fig. 29 SECCION TÍPICA DE PUENTE. FUENTE: PROPIA

4.1 DATOS INICIALES

4.1.1 ALTURA DE LA VIGA

Se determina según CCP14 2.5.2.6-3

$$h_v = 0.07 * L_p$$

4.1.2 NUMERO DE VIGAS

El número de vigas estará entre:

$$N_v = \left(\frac{A_p + 2 * A_b}{2.5} \right) \quad y \quad N_v = \left(\frac{A_p + 2 * A_b}{3} \right) \quad (\text{Asumido por el autor})$$

4.1.3 SEPARACION DE VIGAS

Para determinar la separación de las vigas S_v se tiene:

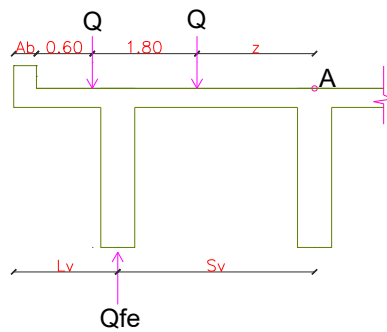


Fig. 30 DETERMINACION DE SEPARACION DE VIGAS. FUENTE: PROPIA

$$z = L_v + S_v - A_b - 2.40 \quad (1)$$

$$L_v = \left(\frac{(2 * A_b + A_p) - (N_v - 1) * S_v}{2} \right) \quad (2)$$

De (1) y (2) se tiene:

$$z = \frac{1}{2}Ap - \frac{1}{2}Nv * Sv + 1.5 * Sv - 2.40 \quad (3)$$

Haciendo momentos con respecto a "A" se tiene:

$$Qfe = \frac{z * Q + (z + 1.8) * Q}{Sv}$$
$$fe = \frac{z * z + 1.80}{Sv} \quad (4)$$

De (3) y (4) se tiene:

$$fe = \frac{Ap - Nv * Sv + 3 * (Sv - 1)}{Sv} \quad (5)$$

Ahora de tomando para la viga exterior:

$$fe = \frac{Sv}{1.80} \quad (6)$$

Tomando (5) y (6) se tiene:

$$Sv = \frac{(5.40 - 1.80Nv) \pm \sqrt{(5.40 - 1.80Nv)^2 + 4 * (1.8 * Ap - 5.40)}}{2} \quad (6)$$

4.1.4 ANCHO DE VIGAS

Para el ancho de viga se tiene:

$$bv = \frac{Sv}{6} \text{ ó } \frac{Sv}{7} \quad (\text{Asumido por el autor})$$

4.1.5 ANCHO DE RIOSTRA

$$br = 0.40 * bv \text{ ó } 0.50 * bv \quad (\text{Asumido por el autor})$$

4.1.6 VIAS DE CIRCULACION

Según CCP14 -3.6.1.1.1. Se tiene:

$$N = \left\lceil \left| \frac{Ap}{3600} \right| \right\rceil$$

4.2 DISEÑO DE VOLADIZO

Para el voladizo se considera los siguientes diagramas:

4.2.1 CARGA MUERTA:

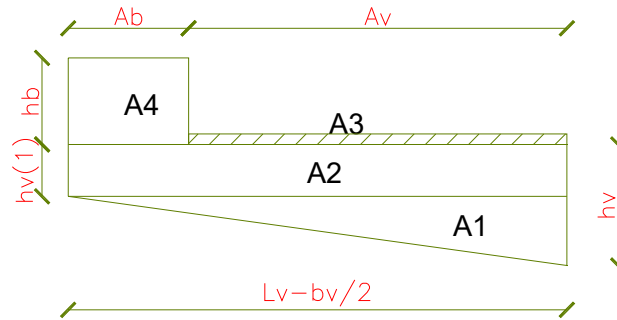


Fig. 31 SECCIONES CARGA MUERTA. FUENTE: PROPIA

Tabla 12 AVALUO DE CARGA MUERTA VOLADIZO

SECCION	B(m)	L(m)	A (m ²)	W(kN)	X(m)	M(kN-m)
A1	hv-hv(1)	Av+Ab	$A1=(Hv-hv(1))*(Av+Ab)/2$	$W1=A1*24$	$X1=1/3*(Lv-bv/2)$	$M1=W1*X1$
A2	hv(1)	Lv-bv/2	$A2= hv(1)*(Lv-bv/2)$	$W2=A2*24$	$X2=1/2*(Lv-bv/2)$	$M2=W2*X2$
A3(ASFALTO)	0.05	Av	$A3= 0.05*Av$	$W3=A3*22$	$X3=1/2*(Av)$	$M3=W3*X3$
A4	Ab	Hb	$A4=Ab*Hb$	$W4=A4*24$	$X4=Av+Ab/2$	$M4=W4*X4$
A5(BARANDA)				$W5= 0.30$	$X5= Av+Ab/2$	$M5=W5*X5$
TOTAL			$\sum Ai$	$\sum Wi$		$\sum Mi$

Fuente: Propia

Para las cargas mayoradas según CCP14 Tabla 3.4.1-1 se tiene:

Tabla 13 CARGAS MAYORADAS VOLADIZO

SECCION	F.M	Vu(kN-m)	Mu(kN-m)
A1	1.25	$W1*1.25$	$M1*1.25$
A2	1.25	$W2*1.25$	$M2*1.25$
A3(ASFALTO)	1.50	$W3*1.50$	$M3*1.50$
A4	1.25	$W4*1.25$	$M4*1.25$
A5(BARANDA)	1.25	$W5*1.25$	$M5*1.25$
TOTAL		$\sum Vu_i$	$\sum Mu_i$

Fuente: Propia

4.2.2 CARGA VIVA

Para la carga viva en el voladizo se considera que se coloca un eje a 0.30m del bordillo

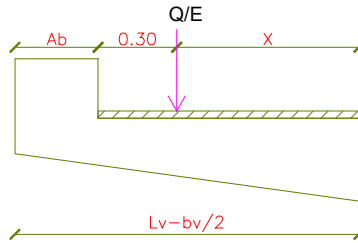


Fig. 32 DIAGRAMA DE CARGAS VIVAS EN EL VOLADIZO. FUENTE: PROPIA

Por lo cual se tiene:

$$x = \left(Lv - \frac{bv}{2} \right) - Ab - 0.30$$

$$m = 1.20 \quad \text{CCP14-3.6.1.1.2}$$

$$E = 1140 + 0.833X \quad \text{CCP14-4.6.2.1.3}$$

$$M_L = (m * P * x) / E$$

$$I = \frac{16}{\left(Lv - \frac{bv}{2} \right) + 40} \leq 0.30$$

$$M_{(L+I)} = M_L * I$$

$$P_{(L+I)} = P * I$$

Para las cargas mayoradas según CCP14 Tabla 3.4.1-1 se tiene:

$$M_{u(L+I)} = 1.75 * M_{(L+I)}$$

$$V_{u(L+I)} = 1.75 * P_{(L+I)}$$

Para calcular la altura del voladizo tenemos:

$$d = \frac{Vu}{\varphi * b * \vartheta u}$$

$$h_{vol} = d + 0.06$$

4.2.3 CALCULO DE CUANTIA ACERO.

Según CCP-14 1.3.2. Se determina un $\eta_i=0.95$ con lo cual se obtienen los esfuerzos de diseño:

$$Mu = \eta_i * (MuD + Mu_{(L+I)})$$

Utilizando la teoría del rectángulo de Whitney obtenemos el ρ necesario para las condiciones de carga y se compara con el ρ_{min} obtenido del momento crítico.

$$M_u = 0.9 * p * f_y * \left(1 - 0.59 * p * \frac{f_y}{f'_c}\right) * b * d^2$$

Según CCP-14 5.7.3.3.2. Se calcula el refuerzo mínimo como:

$$M_{cr} = \gamma_3 * \left[(\gamma_1 * f_r + \gamma_2 * f_{cpe}) * \gamma_1 * S_c - M_{anc} * \left(\frac{S_c}{S_{cn}} - 1 \right) \right]$$

$$M_{cr} = 0.9 * p_{min} * f_y * \left(1 - 0.59 * p_{min} * \frac{f_y}{f'_c}\right) * b * d^2$$

$$A_s = p * b * d$$

4.3 PLACA ENTRE VIGAS

El espesor mínimo de las placas entre vigas está dado por CCP14 tabla 2.5.2.6.3-1

$$tp_{min} = \left(\frac{1.2 * Sv + 10}{30} \right) \geq 0.175$$

4.3.1 CARGA MUERTA

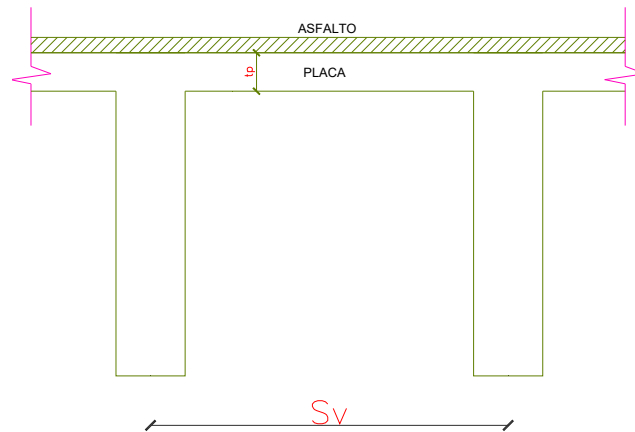


Fig. 33 SECCIONES CARGA MUERTA PLACA ENTRE VIGAS. FUENTE: PROPIA

Tabla 14 AVALUO DE CARGA MUERTA PLACA ENTREVIGAS

SECCION	e (m)	W(kN)	M(kN-m)	F.M
ASFALTO	0.05	W1=22*0.05	M1=W1*Sv*Sv/10	1.50
PESO PROPIO	tp	W2=24*tp	M2=W2*Sv*Sv/10	1.25
TOTAL		∑Wi	∑Mi	CCP14-3.4.1-1

Fuente: Propia

4.3.2 CARGA VIVA

Para el avalúo de carga viva se utilizará el ancho de franja dado en CCP14-4.6.2.1.3

Tipo de Tablero	Dirección de la franja primaria con relación al tráfico	Ancho de franja primaria (mm)
Concreto: • Fundido in situ • Fundido in situ con encofrado de concreto permanente • Prefabricado, preesforzado	Voladizo	$1140 + 0.833X$
	Paralela o Perpendicular	$+M : 660 + 0.55S$ $-M : 1220 + 0.25S$
	Paralela o Perpendicular	$+M : 660 + 0.55S$ $-M : 1220 + 0.25S$
	Paralela o Perpendicular	$+M : 660 + 0.55S$ $-M : 1220 + 0.25S$
	Paralela o Perpendicular	$+M : 660 + 0.55S$ $-M : 1220 + 0.25S$
	Paralela o Perpendicular	$+M : 660 + 0.55S$ $-M : 1220 + 0.25S$

Fig. 34 ANCHOS DE FRANJAS. FUENTE: CCP14

El factor de presencia múltiple está dado en CCP-14 3.6.1.1.2.

Número de Carriles Cargados	Factores de presencia Múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fig. 35 TABLA DE PRESENCIA MULTIPLE SEGÚN CCP-14. FUENTE: CCP14

Asumiendo que la placa esta simplemente apoyado sobre las vigas principales y utilizando el teorema de Barre para calcular el momento máximo positivo se tiene:

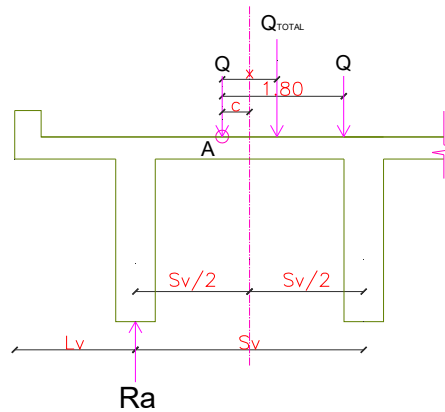


Fig. 36 LOCALIZACION DE CARGA PARA MOMENTO POSITIVO MAXIMO EN LA PLACA ENTRE VIGAS FUENTE: PROPIA

$$M_{MAX}(+) = M_A = Ra * \left(\frac{Sv}{2} - c \right)$$

El factor de mayoración según CCP-14 3.4.1-1 es de 1.75

Para el momento máximo negativo calculamos el momento para de un carril cargado y dos carriles cargados utilizamos el teorema de Barre y líneas de influencia para determinar el valor de los momentos:

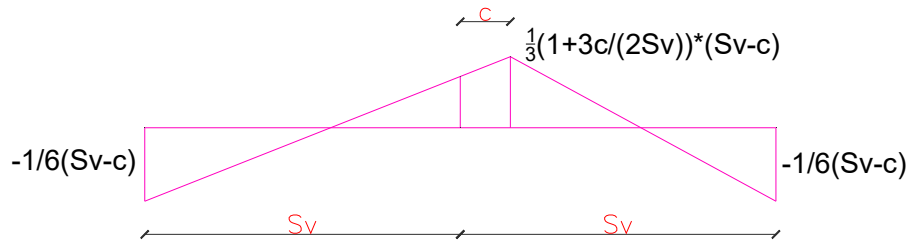


Fig. 37 LIENAS DE INFLUENCIA PARA MOMENTO DE DOS TRAMOS IGUALES FUENTE: PROPIA

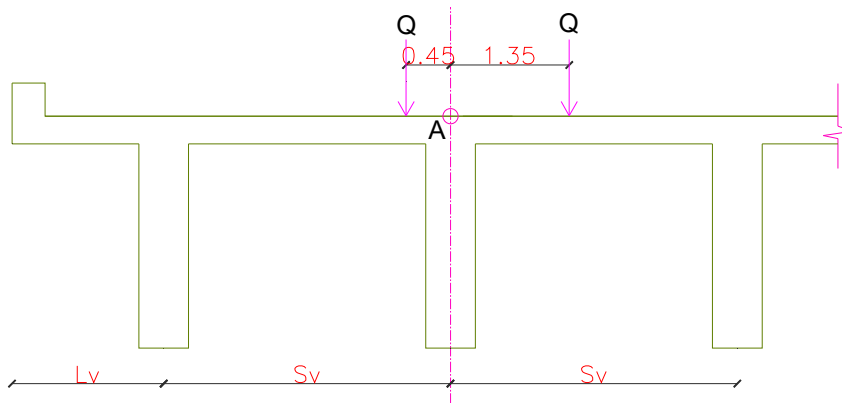


Fig. 38 LOCALIZACION DE CARGA PARA MOMENTO NEGATIVO MAXIMO EN LA PLACA ENTRE VIGAS UN CARRIL CARGADO FUENTE: PROPIA

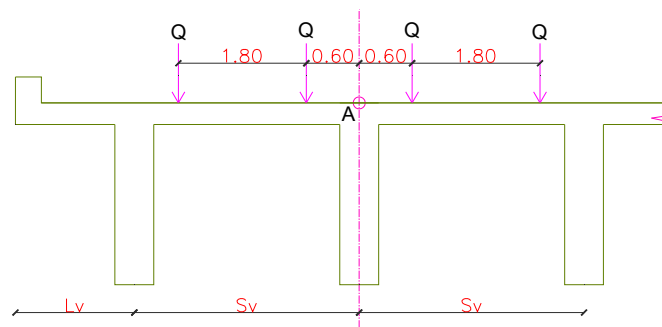


Fig. 39 LOCALIZACION DE CARGA PARA MOMENTO NEGATIVO MAXIMO EN LA PLACA ENTRE VIGAS DOS CARRILES CARGADO FUENTE: PROPIA

Aplicando el teorema de líneas de influencia y teorema de Barre se determina el momento negativo para un carril cargado.

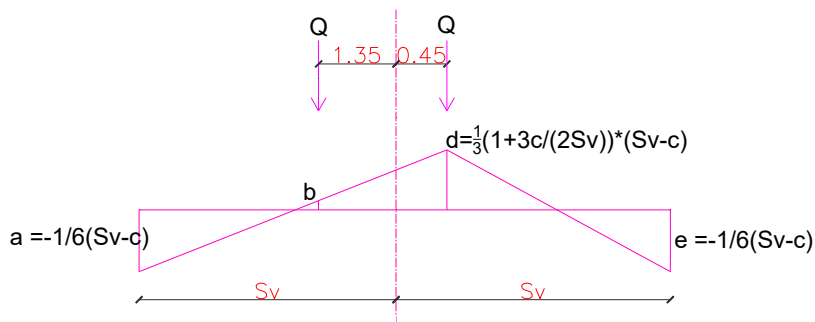


Fig. 40 LINEA DE INFLUENCIA UN SOLO CARRIL CARGADO FUENTE: PROPIA

$$M_{MAX}(-) = Q * (b + d).$$

Aplicando el teorema de líneas de influencia y teorema de Barre se determina el momento negativo para dos carriles cargado.

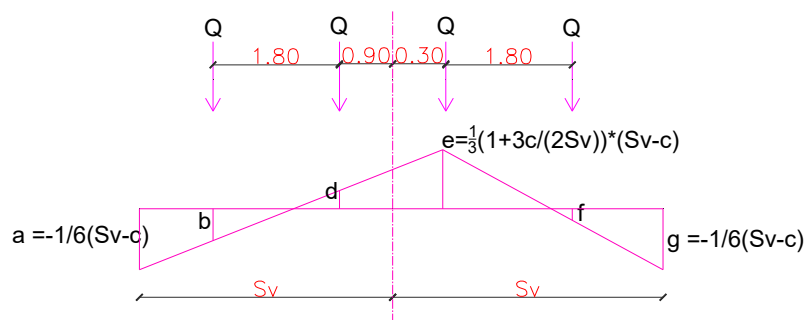


Fig. 41 LINEA DE INFLUENCIA DOS CARRILES CARGADO FUENTE: PROPIA

$$M_{MAX}(-) = Q * (b + d + e + f)$$

El factor de mayoración según CCP-14 3.4.1-1 es de 1.75 y se toma el mayor entre los dos casos, un carril cargado y dos carriles cargados.

4.3.3 CALCULO DE CUANTIA ACERO.

Según CCP-14 1.3.2. Se determina un $\eta_i=0.95$ con lo cual se obtienen los esfuerzos de diseño:

$$Mu = \eta_i * (MuD + Mu_{(L+I)})$$

Utilizando la teoría del rectángulo de Whitney obtenemos el ρ necesario para las condiciones de carga y se compara con el ρ_{min} obtenido del momento crítico.

$$Mu_u = 0.9 * p * fy * \left(1 - 0.59 * p * \frac{fy}{f'c}\right) * b * d^2$$

Se verifica el control de agrietamiento de la losa mediante CCP14- 5.7.3.4.

$$s \leq \frac{700 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d_c \quad \text{Ecu. 5.7.3.4 - 1}$$

Para el refuerzo secundario se toma lo descrito en CCP14 9.7.3.2

$$\%A_s = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

4.4 VIGA EXTERIOR

4.4.1 AVALUO DE CARGA MUERTA VIGA EXTERIOR

4.4.1.1 PESO PROPIO

Es el correspondiente al peso de la placa aferente a la viga y el peso de la viga.

Tabla 15 CALCULO DE PESO PROPIO DE PLACA Y VIGA

SECCION	b (m)	h (m)	W(kN/m)	M(kN-m)	F.M
PLACA	Sv	tp	W1=Sv*tp*24	M1=W1*Lp*Lp/8	1.25
VIGA	bv	hv-tp	W2=bv*(hv-tp)*24	M2=W2* Lp*Lp/8	1.25
TOTAL			$\sum W_i$	$\sum M_i$	CCP14-3.4.1-1

Fuente: Propia

4.4.1.2 CARGAS MUERTAS POSTERIORES

Es el correspondiente al peso de las cargas muertas que se aplican posteriormente a la elaboración de la estructura:

Tabla 16 CALCULO DE PESO CARGAS MUERTAS POSTERIORES

SECCION	b (m)	h (m)	W(kN/m)	M(kN-m)	F.M
BORDILLO	Ab	hb	W3=Ab*hb*2*24/Nv	M3=W3*Lp*Lp/8	1.25
PAVIMENTO	Ap	0.05	W4=Ap*0.05*22/Nv	M4=W4* Lp*Lp/8	1.50
BARANDA			W5=3*2/Nv	M5=W5* Lp*Lp/8	1.25
TOTAL			$\sum W_i$	$\sum M_i$	CCP14-3.4.1-1

Fuente: Propia

W5=3 kN/m correspondiente al peso de la baranda

4.4.1.3 CARGA DE RIOSTRA

Se considera una riostra en el centro de la luz.

Tabla 17 CALCULO DE PESO RIOSTRA

SECCION	b (m)	h (m)	l (m)	W(kN)	M(kN-m)	F.M
RIOSTRA	br	hv-tp-0.25	(Sv-bv)	W6=br*(hv-tp-0.25)*(Sv-bv)*24	M6=W6*Lp/4	1.25
						CCP14-3.4.1-1

Fuente: Propia

4.4.2 AVALUO CARGA VIVA VIGA EXTERIOR- MOMENTO FLECTOR

Para la carga viva se tiene en cuenta lo descrito en CCP14 3.6.1.3, para el cual se analizará el momento debido al camión de diseño más la línea de carga y se comprara

con el momento debido al eje tándem más la línea de carga, se toma el mayor de los dos.

El impacto está dado por:

$$I = \left(1 + \frac{IM}{100} \right)$$

Donde IM está dado en CCP14 la tabla 3.6.2.1-1

Componente	IM
Juntas de Tablero-Todos los Estados Límite	75%
Todos los demás componentes:	
• Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
• Todos los demás Estados Límite	33%

Fig. 42 TABLA DE IM SEGÚN CCP-14. FUENTE: CCP-14

4.4.2.1 CAMION DE DISEÑO

Según CCP14 el camión de diseño corresponde a un camión de carga total de 360kN distribuidos en tres ejes los dos traseros cargan 160kN cada uno separados entre 4.30m hasta 9 m y el eje delantero carga 40kN separado 4.3m.

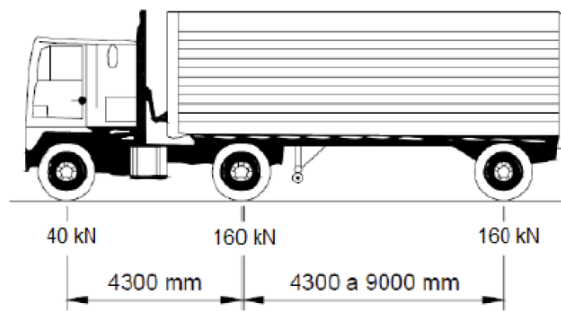


Fig. 43 CAMION DE DISEÑO CCP-14. FUENTE: CCP-14

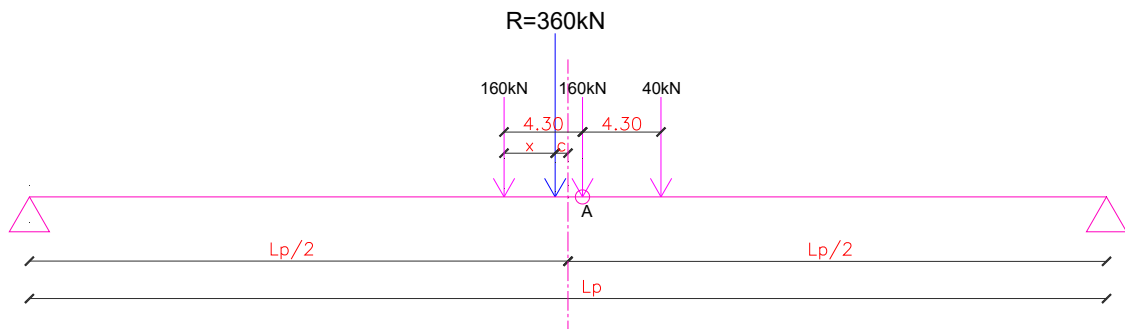


Fig. 44 DISTRIBUCION DE CARGAS PARA CAMION DE DISEÑO SEGÚN TEOREMA DE BARRE. FUENTE: PROPIA

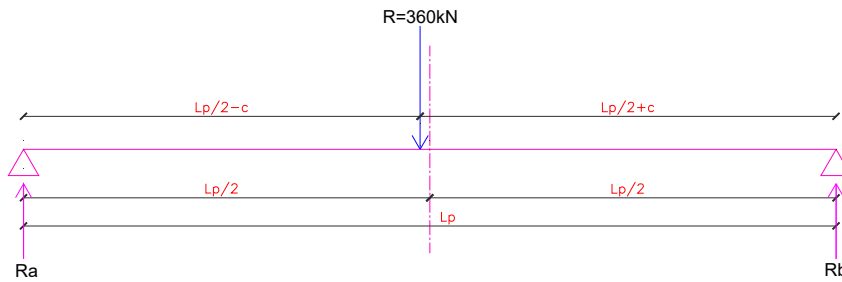


Fig. 45 DIAGRAMA DE FUERZAS CÁLCULO DE Ra CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA

$$Ra = \frac{R * \left(\frac{L_p}{2} + c\right)}{L_p}$$

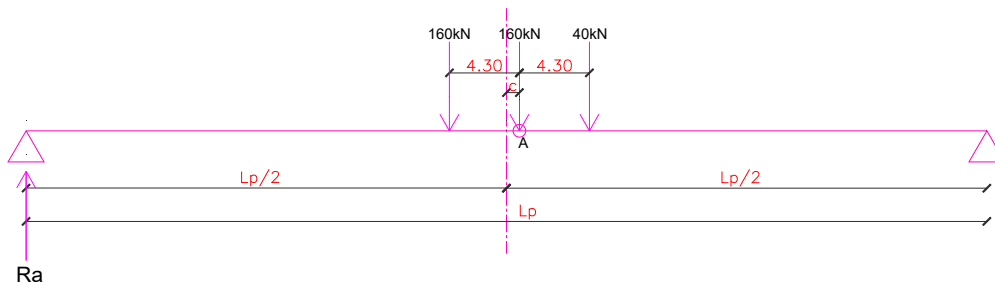


Fig. 46 DIAGRAMA DE FUERZAS-CALCULO DE MOMENTO MAXIMO CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA

Haciendo momentos con respecto al punto A se determina el momento máximo debido al camión de diseño.

$$Ma = Mmax = Ra * \left(\frac{L_p}{2} + c\right) - 160 * 4.30$$

$$Mmax = \frac{R * \left(\frac{L_p}{2} + c\right)}{L_p} * \left(\frac{L_p}{2} + c\right) - 160 * 4.30$$

$$Mmax_{CD} = \frac{R * \left(\frac{L_p}{2} + c\right)^2}{L_p} - 688$$

4.4.2.2 LINEA DE CARGA

Según CCP14 la línea de carga es de $w = 10.30\text{kN/m}$ uniformemente distribuida

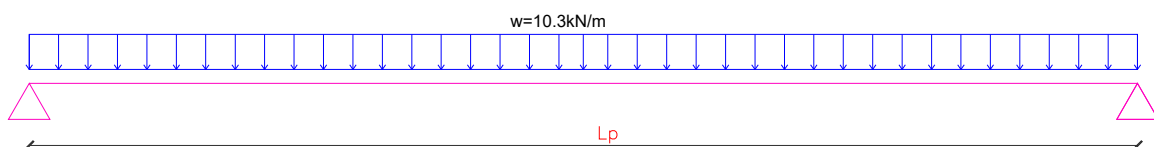


Fig. 47 DIAGRAMA DE CARGAS SEGÚN LINEA DE CARGA. FUENTE: PROPIA

$$M_{max_{LC}} = \frac{w * L_p^2}{8}$$

4.4.2.3 EJE TANDEM

Para el eje tándem CCP14 A.3.6.1.2.3 especifica que son dos cargas de 125kN separadas 1.2m entre sí.

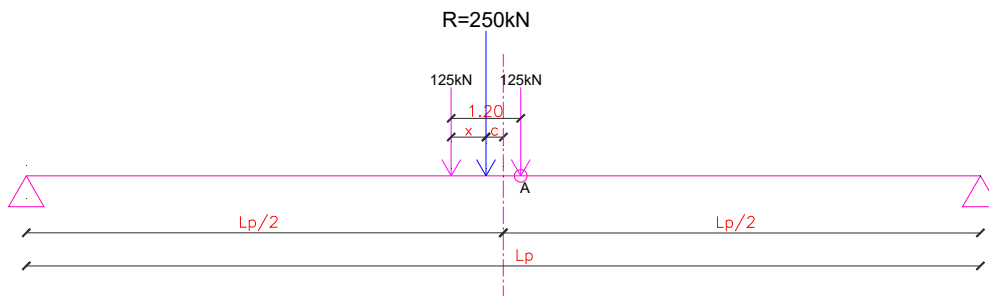


Fig. 48 DISTRIBUCION DE CARGAS PARA TANDEM DE DISEÑO SEGÚN TEOREMA DE BARRE. FUENTE: PROPIA

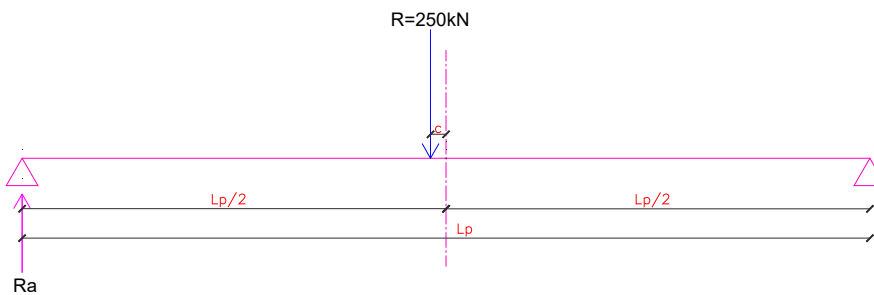


Fig. 49 DIAGRAMA DE FUERZAS CÁLCULO DE \$R_a\$ TANDEM DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA

$$R_a = \frac{R * \left(\frac{L_p}{2} + c\right)}{L_p}$$

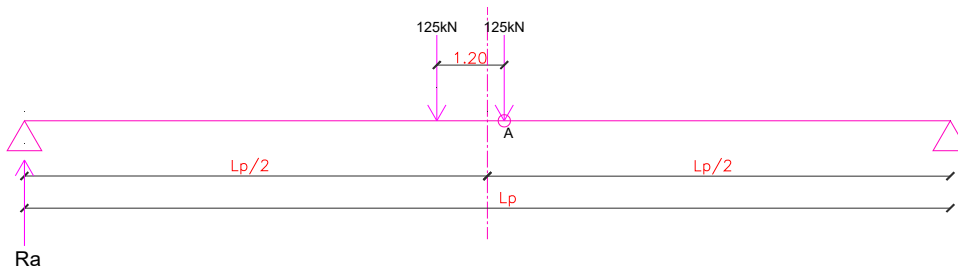


Fig. 50 DIAGRAMA DE FUERZAS-CALCULO DE MOMENTO MAXIMO TANDEM DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA

$$M_a = M_{max} = R_a * \left(\frac{L_p}{2} + c\right) - 125 * 1.20$$

$$M_{max} = \frac{R * \left(\frac{L_p}{2} + c\right)}{L_p} * \left(\frac{L_p}{2} + c\right) - 125 * 1.20$$

$$M_{max_{TD}} = \frac{R * \left(\frac{L_p}{2} + c\right)^2}{L_p} - 150$$

El valor del momento de diseño será el mayor entre:

$$M_1 = M_{max_{TD}} + M_{max_{LC}}$$

$$M_2 = M_{max_{CD}} + M_{max_{LC}}$$

4.4.2.4 FACTOR DE DISTRIBUCION

El factor de distribución de carga viva está dado en CCP14 4.6.2.2.2.d, Se consideran dos opciones:

4.4.2.4.1 UN CARRIL CARGADO

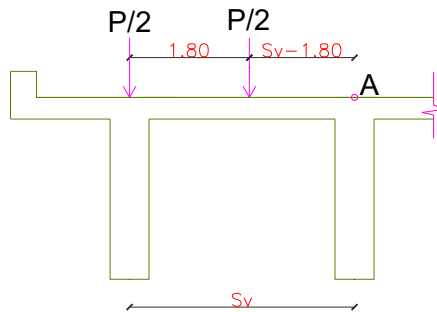


Fig. 51 DIAGRAMA DE FUERZAS UN CARRIL CARGADO-FACTOR DE DISTRIBUCION. FUENTE: PROPIA

$$R = \frac{(P/2) * (Sv - 1.80) + (P/2) * Sv}{Sv}$$

$$g_1 = \frac{(Sv - 1.80) + Sv}{2 * Sv}$$

4.4.2.4.2 DOS CARRILES CARGADOS

Para dos carriles se tienen:

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 reforzado sobre vigas de acero o de concreto; vigas T de concreto, secciones T y doble T	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$ <p>Use el menor de los valores obtenidos a partir de la ecuación de arriba con $N_b = 3$ o de la regla de la palanca</p>	$-300 \leq d_e \leq 1700$ $N_b = 3$

Fig. 52 FACTORES DE DISTRIBUCION DE DOS CARRIL FUENTE: CCP-14

Para la primera opción se calcula el $g_{interior}$ según CCP14 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, emparrillado lleno, parcialmente lleno, o tablero de emparrillado 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 (i), (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: $0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$ <p>Use el menor de los valores obtenidos a partir de la ecuación de arriba con $N_b = 3$ o la regla de la palanca</p>	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4.1623 \times 10^9 \leq K_g \leq 2.9136 \times 10^{12}$
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 $N_c = 8$

Fig. 53 CALCULO DE "G-INTERIOR". FUENTE: CCP-14

El valor de g será el mayor calculado anteriormente.

4.4.2.5 MOMENTO MAXIMO DEBIDO A CARGA VIVA.

El momento máximo de carga viva será:

$$M_L = M * g * l$$

4.4.3 AVALUO CARGA VIVA VIGA EXTERIOR- CORTANTE

Para el caso de carga viva se tienen dos opciones:

4.4.3.1 OPCION 1 CARGA VIVA –CORTANTE

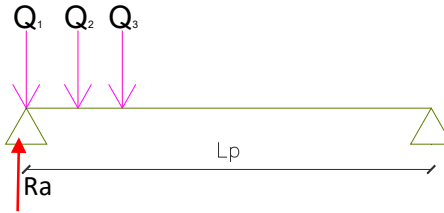


Fig. 54 OPCION 1 CARGA VIVA-CORTANTE-CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA

$$R_{a1} = Q1 + \frac{Q2 * (Lp - 4.30) + Q3 * (Lp - 8.60)}{Lp}$$

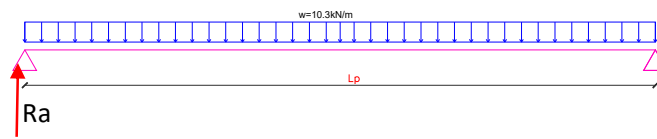


Fig. 55 OPCION 1 CARGA VIVA-CORTANTE-LINEA DE CARGA. FUENTE: PROPIA

$$R_{a2} = \frac{w * Lp}{2}$$

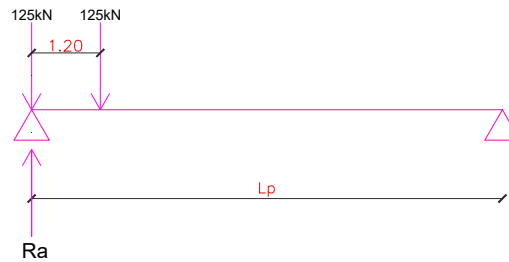


Fig. 56 OPCION 1 CARGA VIVA-CORTANTE-TANDEM. FUENTE: PROPIA

$$R_{a3} = 125 + \frac{125 * (Lp - 1.20)}{Lp}$$

El cortante en $x = 0$ será:

$$V(1)_{x=0} = R_{a1} + R_{a2}$$

$$V(2)_{x=0} = R_{a2} + R_{a3}$$

4.4.3.2 OPCION 2 CARGA VIVA –CORTANTE.

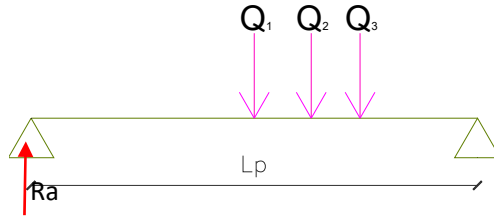


Fig. 57 OPCION 2 CARGA VIVA-CORTANTE-CAMION DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA

$$R_{a4} = \frac{Q1 * (Lp/2) + Q2 * (Lp/2 - 4.30) + Q3 * (Lp - 8.60)}{Lp}$$

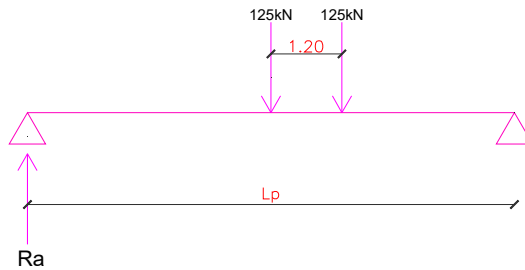


Fig. 58 OPCION 2 CARGA VIVA-CORTANTE- TANDEM DE DISEÑO. FUENTE: PROPIA

$$R_{a5} = \frac{125 * (Lp/2) + 125 * (Lp/2 - 1.20)}{Lp}$$

Se aclara que para la línea de carga el cortante en la mitad de la luz es "0".

El cortante en el centro de la luz será:

$$V (3)_{x=Lp/2} = R_{a4}$$

$$V (4)_{x=Lp/2} = R_{a5}$$

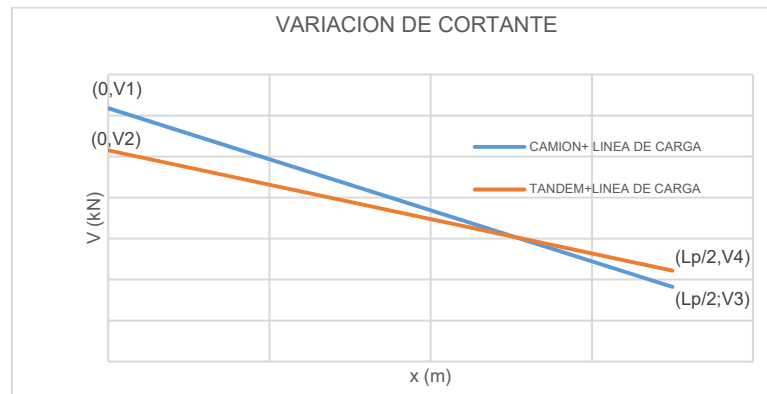


Fig. 59 VARIACION DE CORTANTE DEBIDO A CARGA VIVA. FUENTE: PROPIA

4.4.3.3 FACTOR DE DISTRIBUCION

El factor de distribución de carga viva esta dado en CCP14 4.6.2.2.3, Se considera dos opciones:

Tipos de superestructura	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
Tablero 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 reforzado sobre vigas de acero o de concreto; vigas T de concreto, secciones T o doble T	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Regla de la palanca	$g = e_{g_{anterior}}$ $e = 0.6 + \frac{d_g}{3000}$	$-300 \leq d_g \leq 1700$
			Regla de la palanca	$N_b = 3$

Fig. 60 FACTORES DE DISTRIBUCION . FUENTE:CCP-14

Para el $g_{interior}$ se tiene según CCP14 Tabla 4.6.2.2.3a-1

Tipos de superestructura	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)	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1		
Tablero de concreto sobre vigas de madera	(l)	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto, emparrillado	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $110 \leq t_f \leq 300$

Fig. 61 CALCULO DE "G INTERIOR". FUENTE:CCP-14

Para la regla de la palanca se tiene:

Opción A:

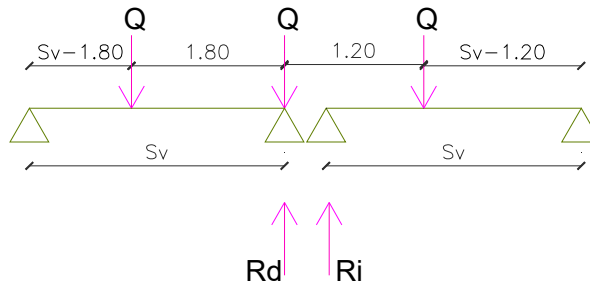


Fig. 62 REGLA DE LA PALANCA OPCION A- g VIGA EXTERNA. FUENTE: PROPIA

$$R_d = \frac{Q * (S_v - 1.80) + Q * S_v}{S_v} \quad y \quad R_i = \frac{Q * (S_v - 1.20)}{S_v}$$

$$g_d = \frac{(S_v - 1.80) + S_v}{S_v} \quad y \quad g_i = \frac{(S_v - 1.20)}{S_v}$$

$$g_A = g_d + g_i$$

Opción B:

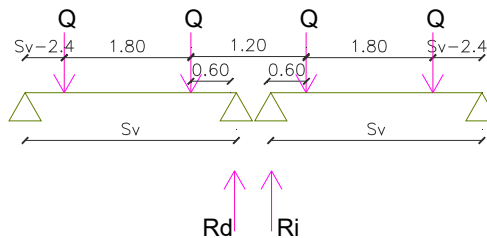


Fig. 63 REGLA DE LA PALANCA OPCION B- g VIGA EXTERNA. FUENTE: PROPIA

$$R_d = \frac{Q * (S_v - 2.40) + Q * (S_v - 0.60)}{S_v} \quad y \quad R_i = \frac{Q * (S_v - 2.40) + Q * (S_v - 0.60)}{S_v}$$

$$g_d = \frac{(Sv - 1.80) + (Sv - 0.60)}{Sv} \quad y \quad g_i = \frac{(Sv - 1.80) + (Sv - 0.60)}{Sv}$$

$$g_B = g_d + g_i$$

El valor de g será el mayor entre g, g_A, g_B, el valor de los cortantes será:

$$V_i = g * V$$

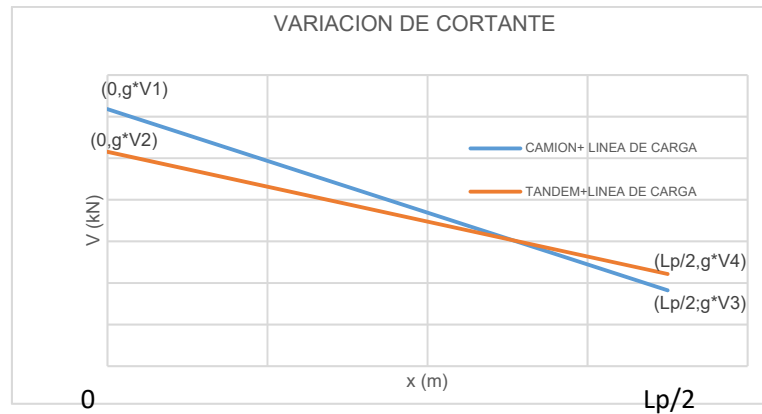


Fig. 64 VARIACION DE CORTANTE DEBIDO A CARGA VIVA CON FACTOR DE DISTRIBUCION FUENTE: PROPIA

4.5 DISEÑO DE VIGAS CON LUCES INFERIORES A 20m

Para puentes con luces inferiores a 20m se diseñará con refuerzo pasivo, se utiliza la teoría del rectángulo de Whitney para calcular el refuerzo necesario, se verifica la posición del y se verifica por último el valor del brazo de palanca "d".

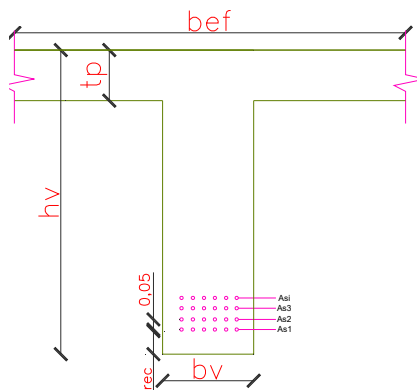


Fig. 65 SECCION TIPICA DE VIGA REFORZADA. FUENTE: PROPIA

$$b_{ef} = 12 * tp + bv$$

$$d = 0.90 * hv$$

$$M_u = 0.9 * p * fy * \left(1 - 0.59 * p * \frac{fy}{f'_c}\right) * b * d^2$$

$$As = p * b_{ef} * d$$

Para la verificación de la posición del eje neutro se iguala la compresión a la tensión, según el rectángulo de Whitney se determina:

$$C = 0.85 * f'_c * a * b_{ef} \quad y \quad T = As * fy \quad a = 0.85 * c \quad \text{para } f'_c \leq 28MPa$$

$$0.85 * f'_c * 0.85 * c * b_{ef} = As * fy$$

$$c = \frac{As * fy}{0.85 * f'_c * 0.85 * b_{ef}}$$

Ahora el valor "d" se determina:

$$d = \frac{As1 * \left(rec + \frac{\emptyset}{2} \right) + As2 * \left(rec + \frac{\emptyset}{2} + 0.05 \right) + As3 * \left(rec + \frac{\emptyset}{2} + 0.05 * 2 \right) + Asi * \left(rec + \frac{\emptyset}{2} + 0.05 * (i - 1) \right)}{\Sigma As_i}$$

4.6 DISEÑO DE VIGAS CON LUCES SUPERIORES A 20m.

Para puentes con luces superiores a 20m se diseñará con refuerzo pre-esforzado. Se considera dos etapas de tensionamiento:

- Primer tensionamiento: Carga muerta debido al peso propio.
- Segundo tensionamiento: Cargas muertas posteriores + Carga Viva.

4.6.1 MATERIALES

4.6.1.1 CONCRETO

El concreto utilizado será de Clase A según CCP14 Tabla C.5.4.2.1-1 que tiene un $f'_c = 28MPa$. El módulo de elasticidad del concreto se determina según CCP14 5.4.2.4.

$$E = 0.043K_1 * w_c^{1.5} * \sqrt{f'_c}$$

Según CCP14 C5.4.2.4 se toma el módulo de elasticidad como:

$$E = 4700 * \sqrt{f'_c}$$

4.6.1.2 ACERO DE PREESFUERZO.

Para el acero de pre-esfuerzo se utilizará cable grado 1864 que tiene las siguientes propiedades:

$$f_{pu} = 1864 \text{ MPa} \quad f_{py} = 0.85 * f_{pu} \text{ MPa}$$

$$E = 197000MPa$$

4.6.2 PROPIEDADES DE LA VIGA

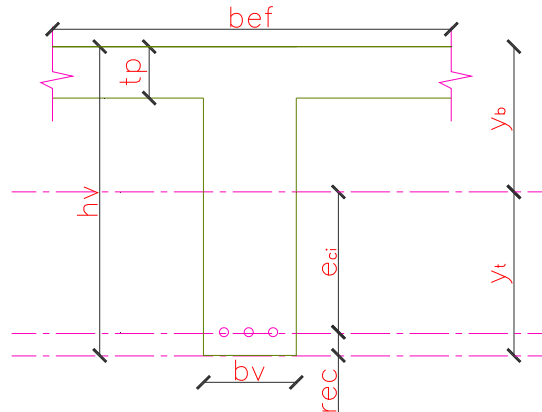


Fig. 66 SECCIONES DE LA VIGA PARA PREESFUERZO FUENTE: PROPIA

4.6.2.1.1 INERCIA

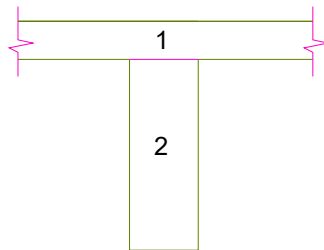


Fig. 67 SECCIONES PARA CALCULO DE INERCIA FUENTE: PROPIA

Tabla 18 CALCULO DE INERCIA

SECCION	b (m)	h (m)	Área(m ²)	y(m)	A*y(mm ³)	Iyy(mm ⁴)
1	b _{efe}	tp	A1= b _{efe} * tp	y1= hv - tp/2	Ay(1)=A1*y1	(b _{efe} *tp ³)/12
2	bv	hv-tp	A2=bv*(hv-tp)	y2= (hv - tp)/2	Ay(2)=A2*y2	(bv *(hv-tp) ³)/12
TOTAL			ΣA		ΣAy	ΣIyy

Fuente: Propia

$$y_t = \frac{\Sigma Ay}{\Sigma A} \quad y_b = hv - y_t$$

Tabla 19 CALCULO DE INERCIA

SECCION	d (m)	A*d ²
1	d1 =yb-tp/2	A1*d1 ²
2	d2 = yt- (hv - tp)/2	A1*d2 ²
TOTAL		Σ A*d ²

Fuente: Propia

$$I_{yy} = \Sigma I_{yy} + \Sigma A * d^2$$

$$e_{ci} = y_t - recubrimiento$$

4.6.3 ESFUERZOS

El momento de diseño para la viga está dado por:

$$M_n = M_{D(\text{peso propio})} + M_{D(\text{riostra})}$$

Los esfuerzos en la viga se determinan como:

$$f_b = \frac{M_n * y_b}{I_{yy}} \quad (\text{esfuerzo superior de la viga})$$

$$f_t = \frac{M_n * y_t}{I_{yy}} \quad (\text{esfuerzo inferior de la viga})$$

$$f_{cri} = \frac{e_{ci} * f_t}{y_t} \quad (\text{esfuerzo inferior de la viga})$$

La tensión en el cable se obtiene de:

$$T = \frac{f_t}{\frac{1}{A} + \frac{e_{ci} * y_t}{I_{yy}}}$$

Asumiendo una tensión máxima en los cables con una carga efectiva de 120 kN se calcula la cantidad de torones como:

$$N = \frac{T}{120}$$

Ahora se distribuyen los ductos en la viga:

Tabla 20 CALCULO DE FUERZAS EN LOS DUCTOS

DUCTO	yo (m)	y _{ci} (m)	CURVA (m)	RECTA (m)	As (mm ²)	F _{pj} (kN/m ²)	P _j (kN)
1	y _t	0.21	LC1=0.85*L _p /2	L _p -LC1	As1 =N1*As(torón)	0.70*f _{pu}	F _{pj} *As1
2	y _t	0.21	LC2=0.85*L _p /2	L _p -LC2	As2 = N2*As(torón)	0.70*f _{pu}	F _{pj} *As2
3	Y _t -0.20	0.16	LC3=0.85*L _p /2	L _p -LC3	As3 = N3*As(torón)	0.70*f _{pu}	F _{pj} *As3

Fuente: Propia

Para el cálculo de las pérdidas instantáneas se toman los valores dados en CCP14 Tabla 5.9.5.2.2b-1 para k y μ .

- $k = 0.0002$
- $\mu = 0.15$ s 0.25 se toma como 0.20 .

La distribución de los cables se toma como una parábola, la ecuación general de la parábola es:

$$y = A * x^2 + B$$

Los valores de A y B son:

$$A = \frac{y_0 - y_{ci}}{l_{curva_i}}$$

$$B = y_{ci}$$

Las pérdidas instantáneas están dadas por CCP14 5.9.5.1 asentamiento de cuña tomado como $0.01m$, 5.9.5.2.2. para fricción y 5.9.5.2.3 Acortamiento elástico.

$$\Delta f_{pf} = f_{pj} * (1 - e^{-(k*x + \mu*\alpha)}). \text{ Pérdidas por fricción}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{Ep}{Ect} * fcgp. \text{ Pérdidas por acortamiento elástico.}$$

Se toman puntos de control cada $0.50m$, se calcula el punto donde el asentamiento por anclaje es igual a cero como:

$$Z = (fp_{x=0} - fp_{x=Lp/2})$$

$$X = \sqrt{\left(\frac{Es * \text{Asentamiento de cuña}}{\frac{2 * Z}{Lp}} \right)}$$

$$\Delta f_{pAN} = \frac{2*(P_0 - P_x)*(X - x_i)}{X} \text{ Pérdidas por asentamiento de cuña.}$$

El momento debido a los cables está dado por:

$$Mi = Pi * ei$$

$$ei = yt - A * (L_{curva} - xi)^2 + B$$

Donde Pi es la fuerza en el cable después de las pérdidas iniciales en cada sección de control y "e" es la excentricidad del cable.

El esfuerzo de la viga debido a los cables será:

$$f_{bD} = \frac{M_i * y_b}{I} \quad , \quad f_{tD} = \frac{M_i * y_t}{I}$$

Los esfuerzos en las secciones debido a la carga muerta son:

$$f_{bp} = \frac{M_D * y_b}{I} \quad , \quad f_{tp} = \frac{M_D * y_t}{I}$$

El esfuerzo total de la sección debido a la carga y el pre-esforzado es:

$$f_b = f_{bD} + f_{bp} \quad ; \quad f_t = f_{tD} + f_{tp}$$

CAPITULO V

5 PROCEDIMIENTO DE ANALISIS

Se realiza el cálculo para luces de vigas de 20m, 22m, 24m, 26m, 28m, 30m, 32m, 34m, 35m con anchos de calzada de 12m, 14m, 16m, 18m, 20m. con los cuales se calcula según el procedimiento descrito en el ítem 4 para CCP95 y en el ítem 5 para CCP14 , los refuerzos de acero requerido para el voladizo, el refuerzo superior e inferior de la losa entre vigas y el acero de preesfuerzo de las viga externa, se realizaran 45 combinaciones con luces de vigas y anchos de calzadas, se asumirá constante el número de vigas N_v y la separación de las vigas S_v en el diseño en cada luz de la viga para ambos casos CCP95 y CCP14 con los cuales se comparará el acero de refuerzo.

Se plantea las siguientes graficas:

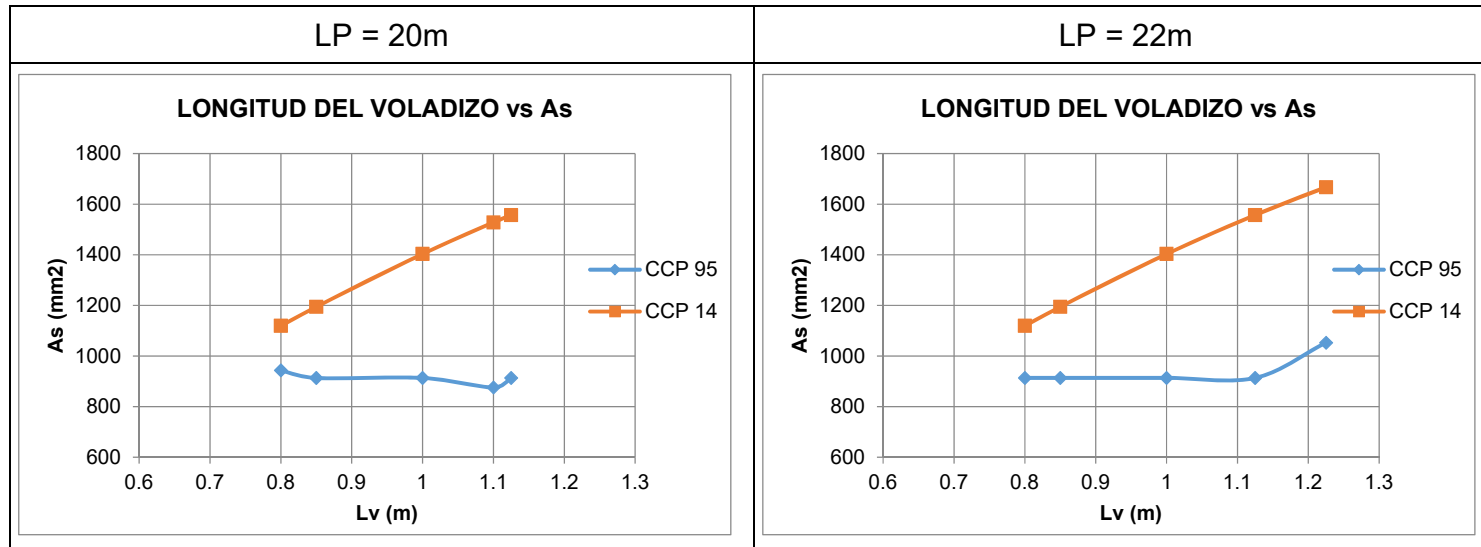
- Longitud del voladizo (L_v) vs Acero de refuerzo superior.
- Separación de vigas (S_v) vs Acero de refuerzo superior en la losa.
- Separación de vigas (S_v) vs Acero de refuerzo inferior en la losa.
- Ancho de calzada (A_p) vs Acero de preesfuerzo (A_{sp})

CAPITULO VI

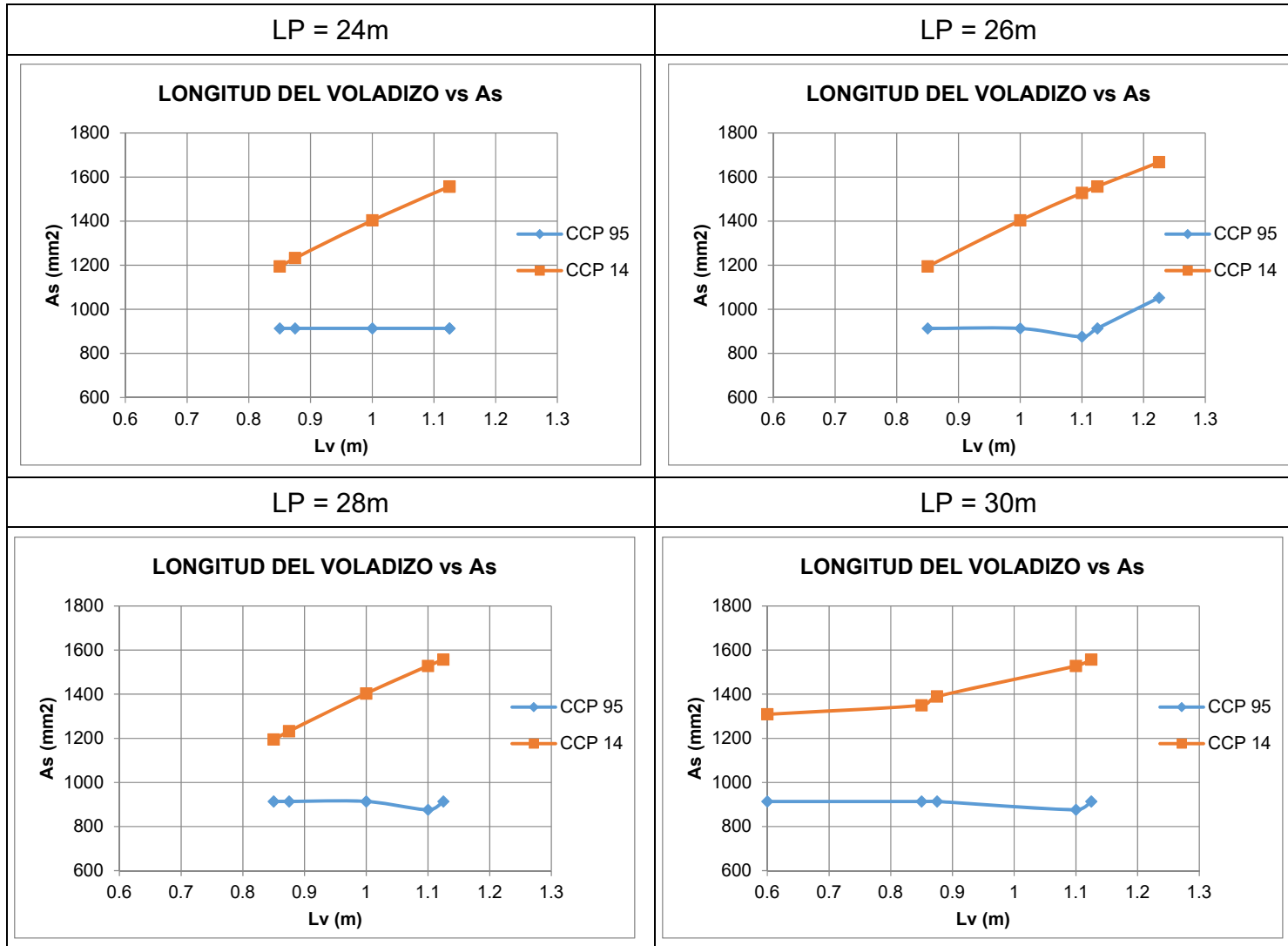
6 GRAFICAS DE COMPARACION

6.1 LONGITUD DEL VOLADIZO VS AREA DE REFUERZO

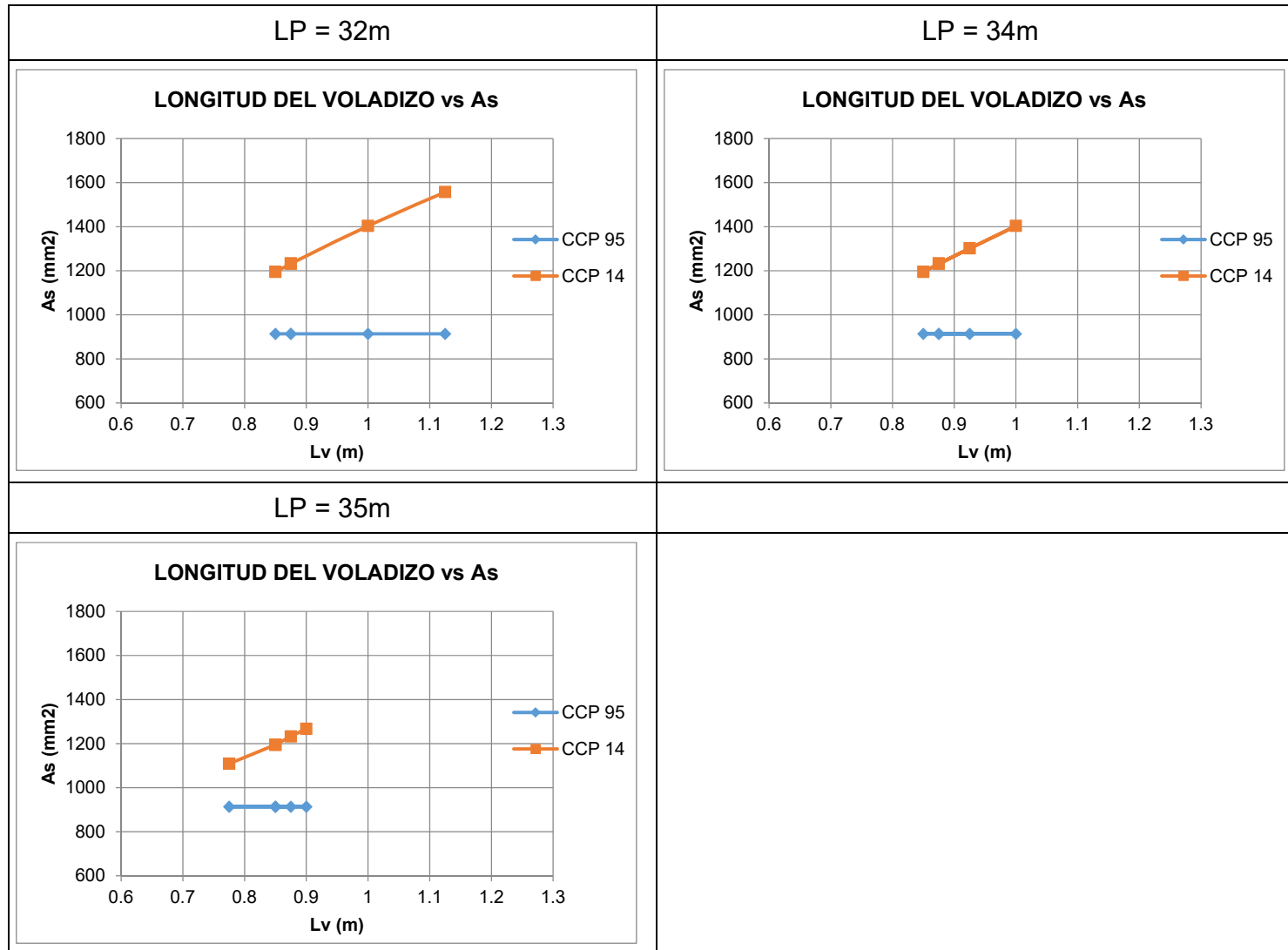
Tabla 21 GRAFICAS LONGITUD DEL VOLADIZO CONTRA REFUERZO REQUERIDO



Fuente: Propia



Fuente: Propia

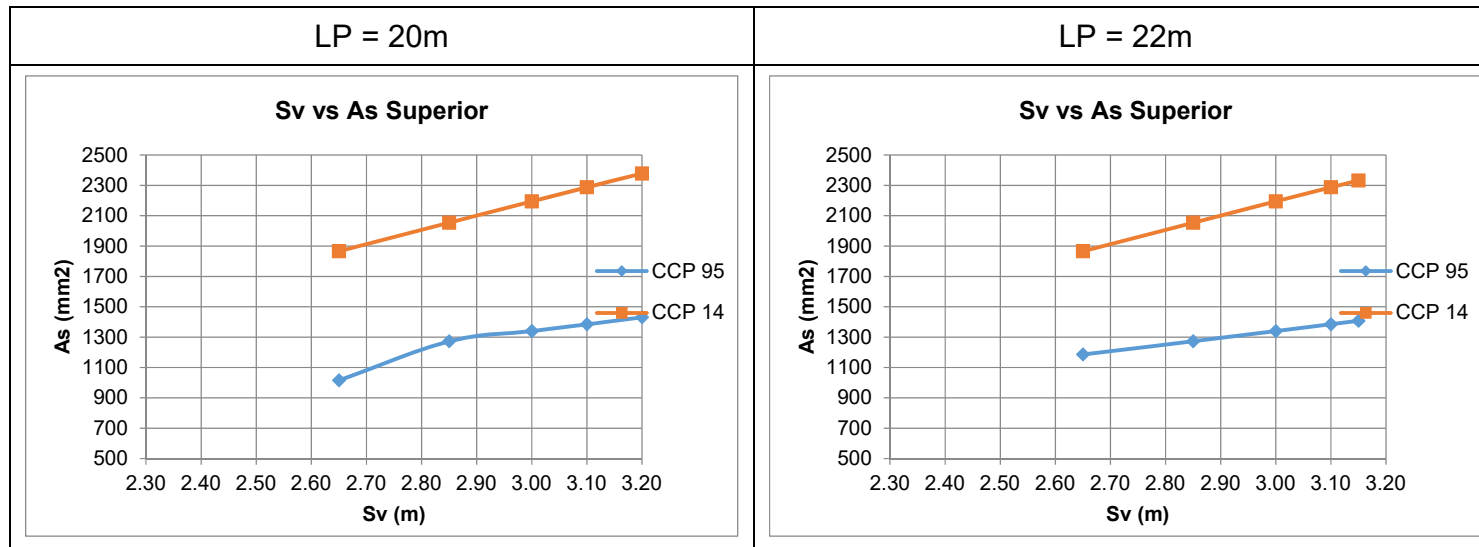


Fuente: Propia

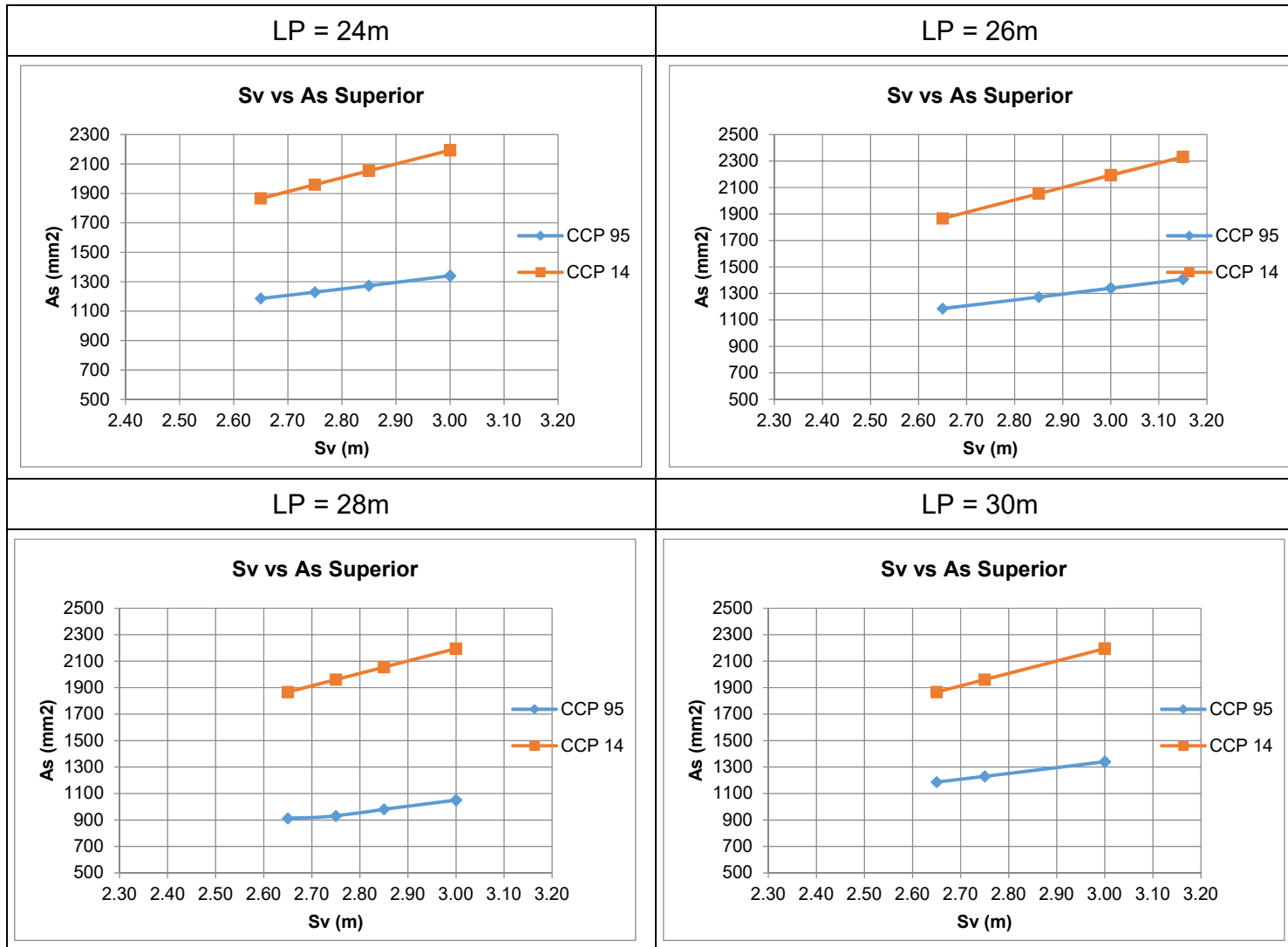
Para el voladizo se encuentra un incremento del 18% al 75% en el acero superior, este incremento es mayor al tener luces grandes con un menor número de vigas.

6.2 SEPARACION DE VIGAS VS AREA REFUERZO SUPERIOR

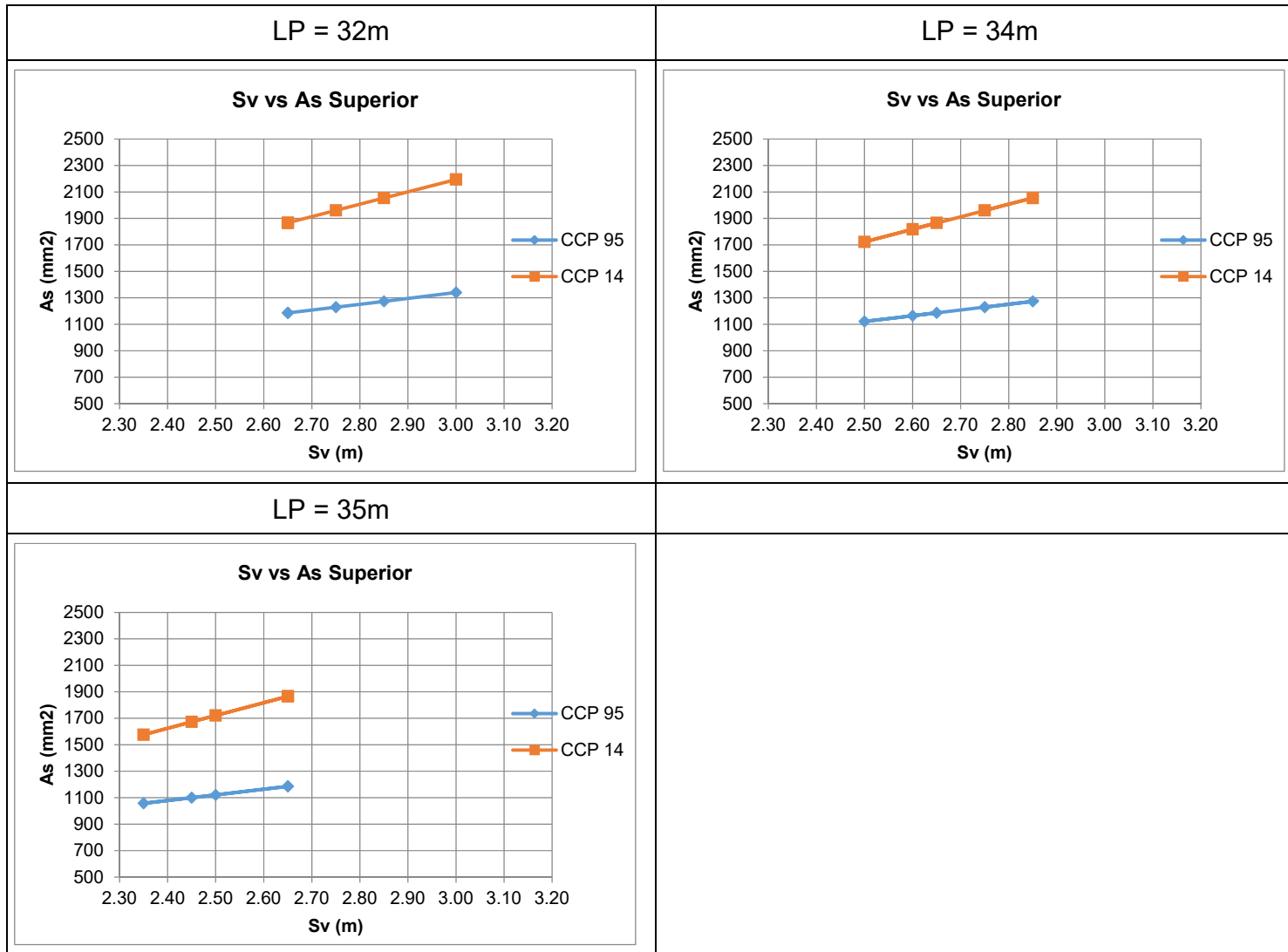
Tabla 22 GRAFICAS SEPARACION DE VIGAS CONTRA REFUERZO SUPERIOR REQUERIDO



Fuente: Propia



Fuente: Propia

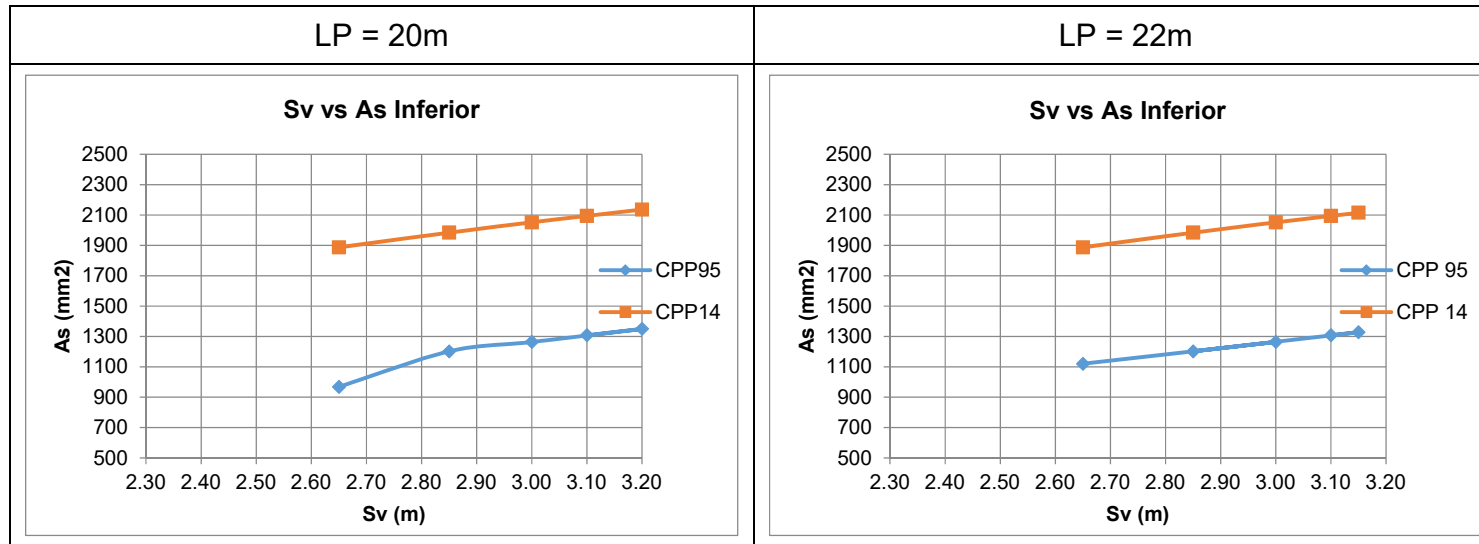


Fuente: Propia

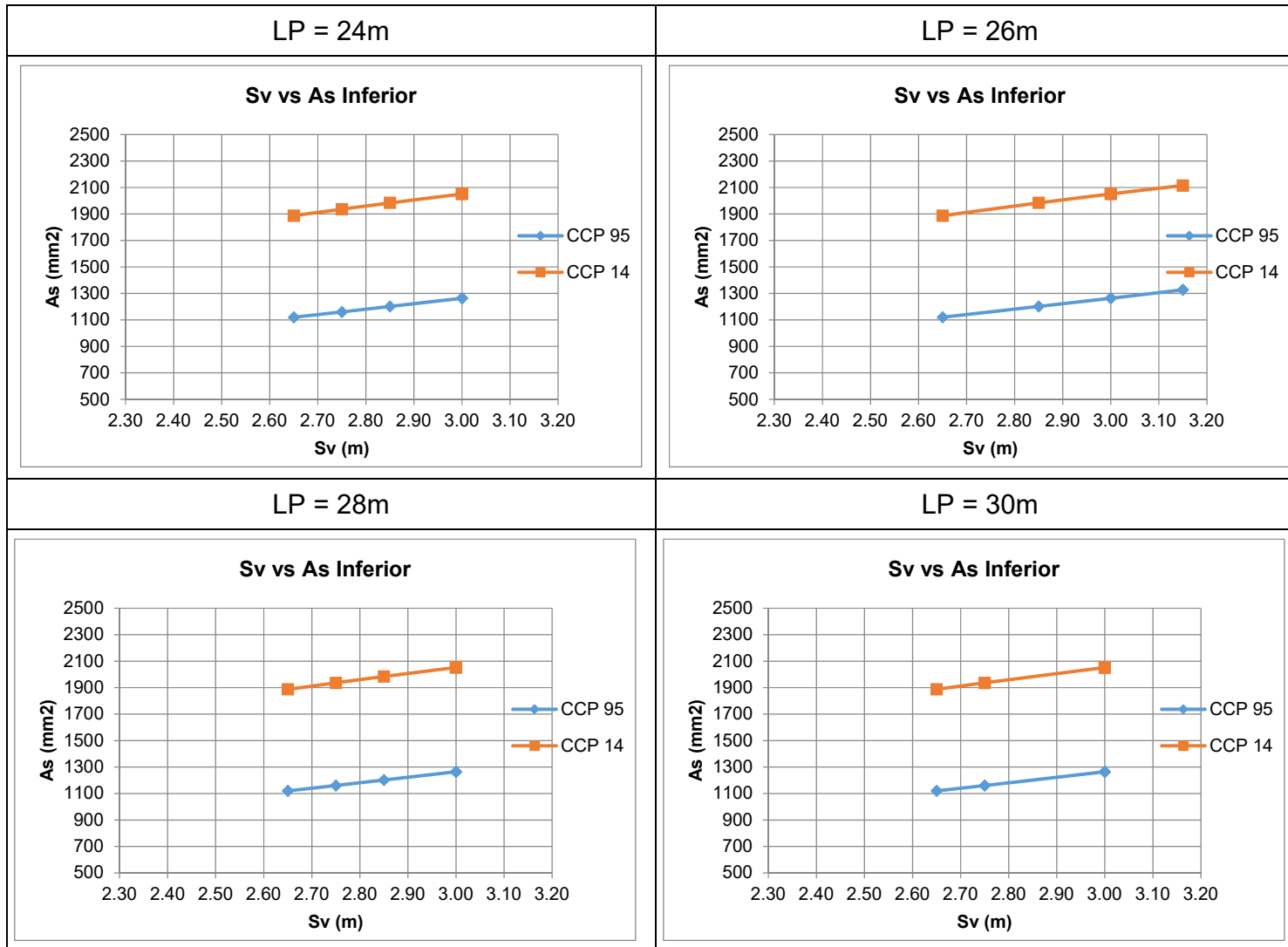
Según los resultados obtenidos las losas entre vigas tienen un incremento en el acero de refuerzo superior entre el 40% al 150% con respecto a lo diseñado con CCP95, teniendo un porcentaje mayor cuando la separación de vigas Sv es más grande.

6.3 SEPARACION DE VIGAS VS AREA REFUERZO INFERIOR

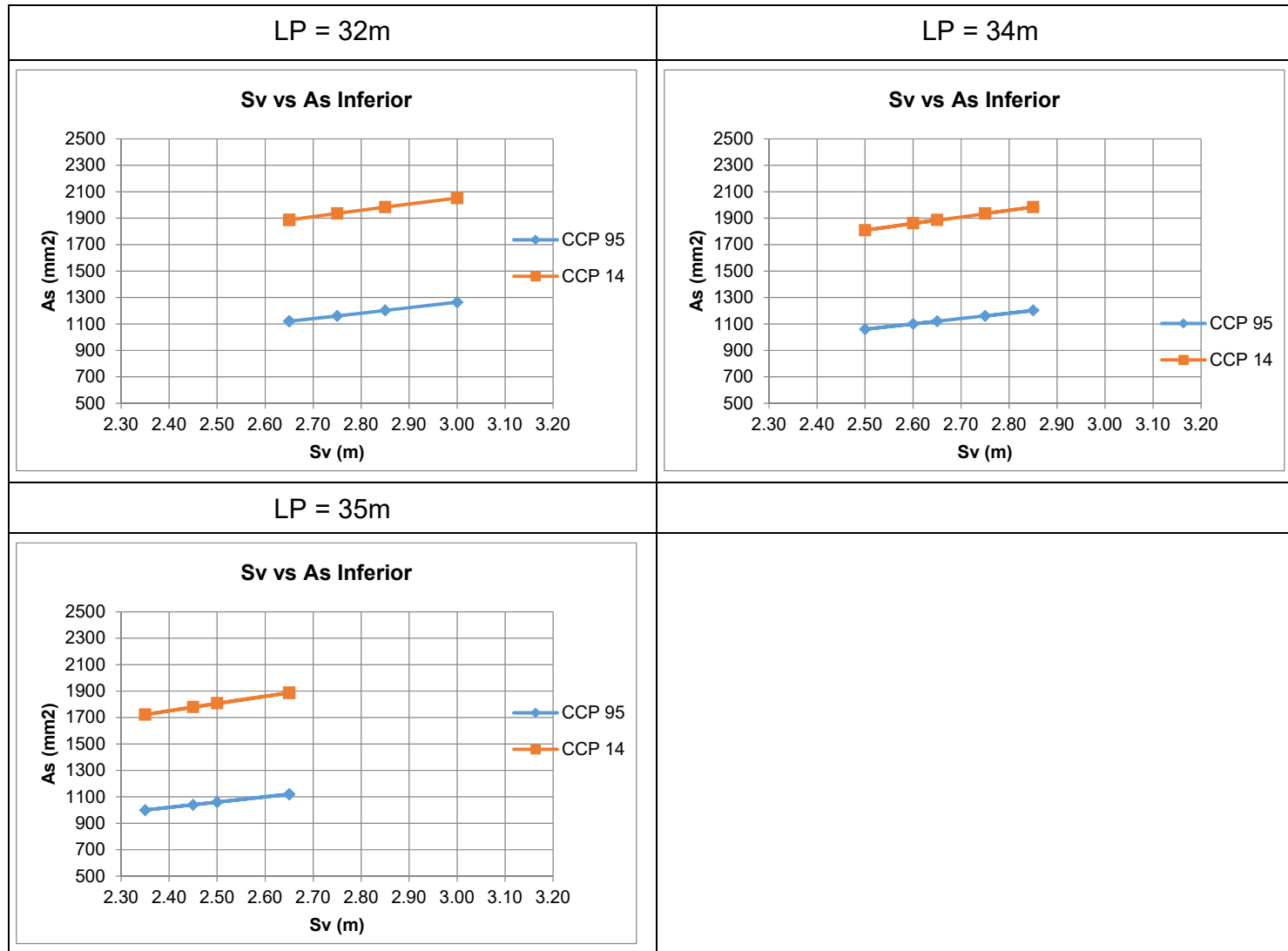
Tabla 23 GRAFICAS SEPARACION DE VIGAS CONTRA REFUERZO INFERIOR REQUERIDO



Fuente: Propia



Fuente: Propia

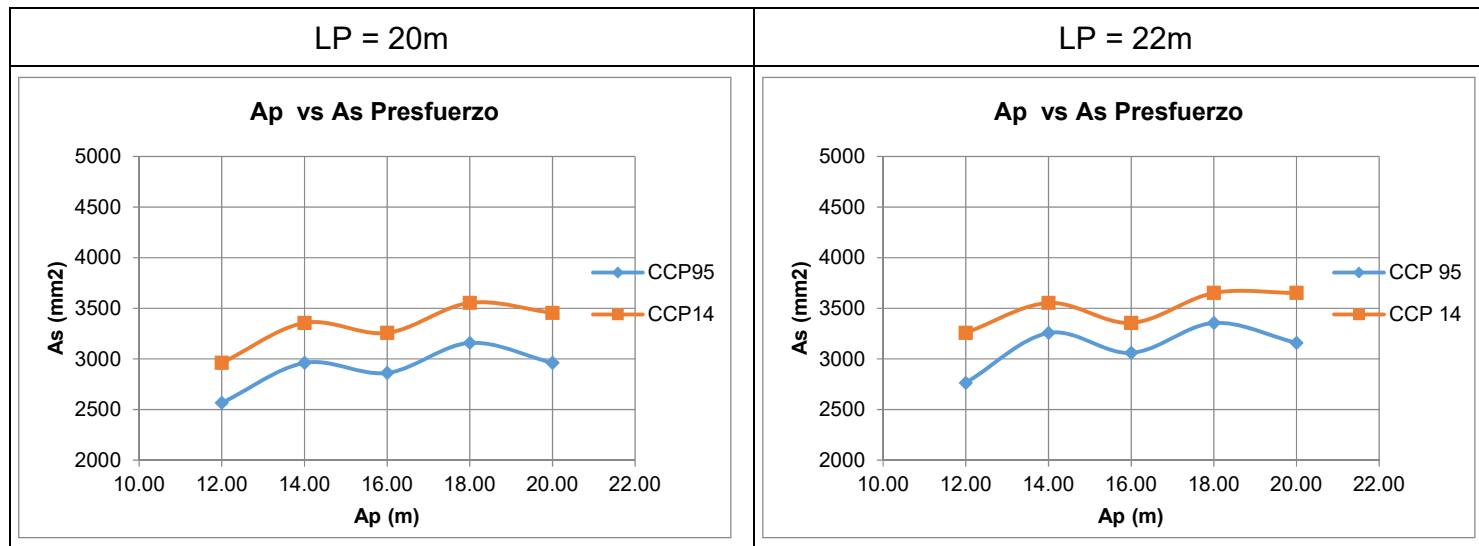


Fuente: Propia

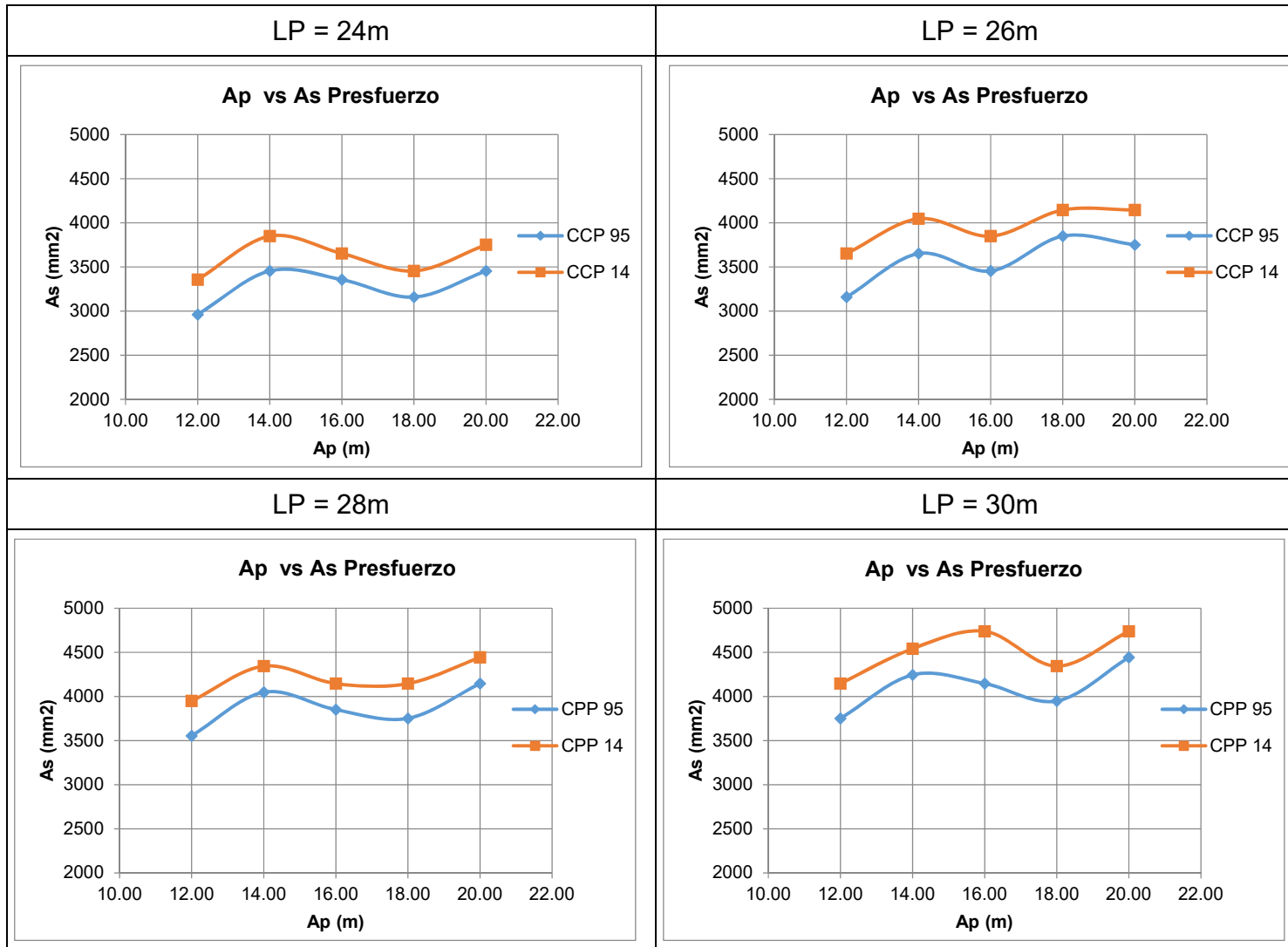
Para el refuerzo inferior se encuentra un incremento entre el 55% al 94%, con respecto a lo diseñado con CCP95.

6.4 ANCHO DE CARRIL VS AS PREESFUERZO VIGA EXTERNA

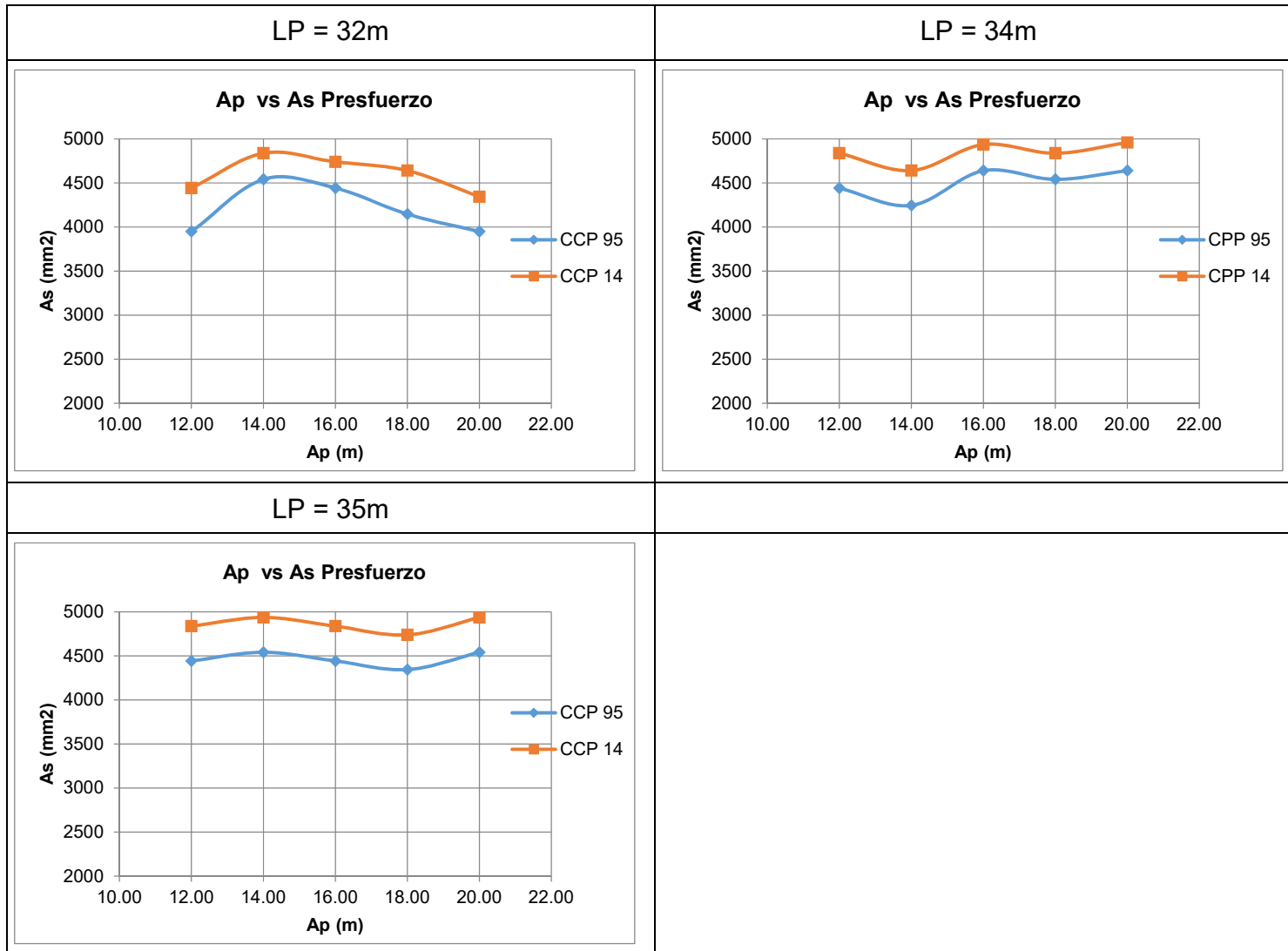
Tabla 24 GRAFICAS ANCHO DE CARRIL CONTRA REFUERZO PREESFORZADO REQUERIDO DE VIGA EXTERNA



Fuente: Propia



Fuente: Propia



Fuente: Propia

Para el preesfuerzo en las vigas principales se encuentra que la variación del acero necesario es un incremento entre el 2% y el 17 % con respecto a lo diseñado con CCP 95 .

CAPITULO VII

7 ANALISIS DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

7.1 ANALISIS DE RESULTADOS

- Al analizar el voladizo se encuentra un incremento en el acero de refuerzo a flexión debido a las nuevas aplicaciones de carga y magnitudes que varía entre el 18 % al 75% dependiendo la luz y la longitud del voladizo, para las condiciones analizadas se encontró los siguientes datos:

Tabla 25 VARIACION DE REFUERZO A FLEXION EN VOLADIZO

Lv	VARIACION	LP
(m)	(%)	(m)
0.80	18.6	20
0.8	22.5	22
0.85	30.8	20
0.85	30.8	22
0.85	30.8	24
0.85	30.8	26
0.85	30.8	28
0.85	30.8	30
0.85	30.8	32
0.85	30.8	34
0.85	30.8	35
0.85	30.8	35
0.875	34.9	24
0.88	34.9	28
0.875	34.9	30
0.875	34.9	32
0.875	34.9	32
0.875	34.9	34
0.875	34.9	34
0.88	34.9	35
0.9	38.7	35
0.92	42.5	34
0.60	43.3	30
0.77	43.3	35
1.00	53.7	20
1	53.7	22
1	53.7	24

1	53.7	26
1.00	53.7	28
1	53.7	32
1	53.7	34
1.225	58.4	22
1.23	58.4	26
1.125	70.5	20
1.125	70.5	22
1.125	70.5	24
1.125	70.5	24
1.125	70.5	26
1.13	70.5	28
1.125	70.5	30
1.125	70.5	32
1.1	74.5	20
1.1	74.5	26
1.10	74.5	28
1.1	74.5	30

Fuente: Propia

Donde:

LV = Longitud del voladizo

LP = luz de la viga simplemente apoyada.

- En el análisis de la losa entre vigas se encuentra un incremento en el refuerzo a flexión del acero superior de las losas que va desde 49% al 150%, para las condiciones analizadas se tiene:

Tabla 26 VARIACION DE REFUERZO SUPERIOR A FLEXION EN LOSAS

Sv	LP	VARIACION
(m)	(m)	(%)
3.10	20.00	55.11
2.85	20.00	56.96
2.85	22.00	56.96
3.10	22.00	57.68
3.15	26.00	59.26
3.15	22.00	61.70
3.00	24.00	62.34
3.00	24.00	62.34
3.00	26.00	62.34
3.00	26.00	62.34

3.00	28.00	62.34
3.00	28.00	62.34
3.00	30.00	62.34
3.00	30.00	62.34
3.00	30.00	62.34
3.00	32.00	62.34
3.20	20.00	63.30
2.85	24.00	65.06
2.85	26.00	65.06
2.85	28.00	65.06
2.85	32.00	65.06
2.85	34.00	65.06
2.75	24.00	66.90
2.75	28.00	66.90
2.75	30.00	66.90
2.75	32.00	66.90
2.75	34.00	66.90
2.65	22.00	68.48
2.65	24.00	68.48
2.65	26.00	68.48
2.65	28.00	68.48
2.65	30.00	68.48
2.65	32.00	68.48
2.65	32.00	68.48
2.65	34.00	68.48
2.65	35.00	68.48
2.65	35.00	68.48
2.60	34.00	69.27
2.50	34.00	70.66
2.50	35.00	70.66
3.00	20.00	70.72
3.00	22.00	70.72
2.45	35.00	71.15
2.35	35.00	72.30
2.65	20.00	94.94

Fuente: Propia

Donde:

Sv = Separación entre vigas

LP = luz de la viga simplemente apoyada.

- Para el refuerzo inferior a flexión de la losa entre vigas se tiene un incremento entre el 55% y el 94%, para las condiciones analizadas se tiene:

Tabla 27 VARIACION DE REFUERZO INFERIOR A FLEXION EN LOSAS

Sv	LP	VARIACION
(m)	(m)	(%)
3.10	20.00	55.11
2.85	20.00	56.96
2.85	22.00	56.96
3.10	22.00	57.68
3.15	26.00	59.26
3.15	22.00	61.70
3.00	24.00	62.34
3.00	24.00	62.34
3.00	26.00	62.34
3.00	26.00	62.34
3.00	28.00	62.34
3.00	28.00	62.34
3.00	30.00	62.34
3.00	30.00	62.34
3.00	30.00	62.34
3.00	32.00	62.34
3.20	20.00	63.30
2.85	24.00	65.06
2.85	26.00	65.06
2.85	28.00	65.06
2.85	32.00	65.06
2.85	34.00	65.06
2.75	24.00	66.90
2.75	28.00	66.90
2.75	30.00	66.90
2.75	32.00	66.90
2.75	34.00	66.90
2.65	22.00	68.48
2.65	24.00	68.48
2.65	26.00	68.48
2.65	28.00	68.48
2.65	30.00	68.48
2.65	32.00	68.48
2.65	32.00	68.48
2.65	34.00	68.48
2.65	35.00	68.48

2.65	35.00	68.48
2.60	34.00	69.27
2.50	34.00	70.66
2.50	35.00	70.66
3.00	20.00	70.72
3.00	22.00	70.72
2.45	35.00	71.15
2.35	35.00	72.30
2.65	20.00	94.94

Fuente: Propia

Donde:

Sv = Separación entre vigas

LP = luz de la viga simplemente apoyada.

Ap = Ancho

- Para el refuerzo de la viga externa se encontró un incremento menor en el acero de preesfuerzo que varía entre 2% al 18 %. para las condiciones analizadas se tiene:

Tabla 28 VARIACION DEL ACERO DE PREESFUERZO EN VIGA EXTERNA

		Ap(m)				
Lp/Ap		12	14	16	18	20
Lp (m)	20	15.38%	13.33%	13.79%	12.50%	16.67%
	22	17.86%	9.09%	9.68%	8.82%	15.63%
	24	13.33%	11.43%	8.82%	9.38%	8.57%
	26	15.63%	10.81%	11.43%	7.69%	10.53%
	28	11.11%	7.32%	7.69%	10.53%	7.14%
	30	10.53%	6.98%	14.29%	10.00%	6.67%
	32	12.50%	6.52%	6.67%	11.90%	10.00%
	34	8.89%	9.30%	6.38%	8.70%	2.13%
	35	8.89%	8.70%	8.89%	9.09%	8.70%

Fuente: Propia

- Para el diseño según CCP14 se toma las dimensiones de los elementos estructurales como altura de vigas, separación entre vigas, longitud del voladizo, altura del voladizo, espesor de placa entre vigas igual a las obtenidas en el diseño según CCP95 con el fin de realizar un comparativo y verificar si e incrementa o se disminuye el refuerzo según el diseño planteado por CCP14.

7.2 CONCLUSIONES

- Según los datos analizados y las condiciones de análisis (separaciones de vigas, longitud de voladizo, luz de la viga externa, espesor de la losa constantes) se encuentra un incremento importante en el acero de refuerzo en las losas del puente, para las vigas el incremento es menor.
- Según las nuevas condiciones de carga y magnitudes de carga viva expuestas en CCP14 hay un incremento en los refuerzos de las losas y las vigas de los puentes diseñados y construidos según CCP95.
- Teniendo en cuenta que el camión de diseño utilizado en CCP 14 es de menor peso se tiene un incremento en los aceros de refuerzo esto debido a las nuevas condiciones de carga y factores de carga planteados en el nuevo código.
- Es importante profundizar y continuar con la investigación en los cambios de refuerzo de los demás elementos de la superestructura, así como de la infraestructura del puente para establecer las condiciones en las cuales se encuentran los elementos estructurales a la luz del nuevo código.

7.3 LIMITACIONES Y SUGERENCIAS

- Para el diseño de los voladizos se recomienda revisarlos por el método del puntal-tensor.
- El diseño de las losas de entrevigas se realizó mediante el método tradicional.
- En el diseño y cálculo del acero de preesfuerzo de las vigas no se tuvo en cuenta las pérdidas a largo plazo.

CAPITULO VIII

8 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- AASHTO , Standard Specifications for Highway Bridges, edición de 1992.
- CCP-95, Código Colombiano de diseño sísmico de puentes , edición 1995
- AASHTO, LRFD Bridge Design Specifications " 6ª edición (2012)
- AASHTO, LRFD Bridge Design Specifications " 7ª edición (2014)
- CCP-14 , Código Colombiano de diseño sísmico de puentes , edición 2014.

ANEXOS
EJEMPLOS DE DISEÑO.

ANEXO 1 EJEMPLO DE DISEÑO SEGÚN CCP-95

Se presenta el diseño para una viga de 30m de luz y un ancho de calzada de 16m

GEOMETRIA DE LA SECCION TRASVERSAL

Lp=	30	m
Ap=	16	m
Ab=	0.35	m

f'c =	28	MPa
fy =	420	MPa

ALTURA DE LA VIGA

hv =	2.1	m
hv =	2.1	m

NUMERO DE VIGAS

Nv (1) =	6.68
Nv (2) =	5.57
Nv =	6

SEPARACION DE VIGAS

Sv (1) =	2.84	m
Sv (2) =	-8.24	m
Sv =	2.85	m

Lv =	1.225	m
z =	1.33	m
fi =	1.58	
fe =	1.56	

ANCHO DE VIGAS

bv (1) =	0.48	m
bv (2) =	0.41	m
bv =	0.45	m

ANCHO DE RIOSTRA

br (1) =	0.18	m
br (2) =	0.23	m
br =	0.25	m
BIEN br >=0.25m		

VIAS DE CIRCULACION

Nvc =	4
-------	---

DISEÑO DE VOLADIZO

DATOS DE ENTRADA

Ab =	0.35	m
Av =	0.65	m
Lv- bv/2 =	1	m
hb =	0.25	m
hv (1) =	0.15	m

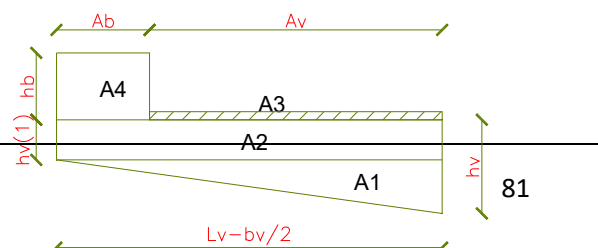
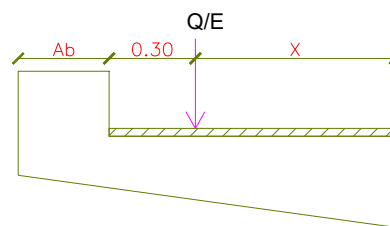
AVALUO DE CARGA VIVA

x =	0.35	m
E =	1.38	
I =	0.3	
M(L+)=	24.73	kN-m
V(L+)=	70.65	kN

M(L+) _u =	70.73	kN-m
V(L+) _u =	202.06	kN

ALTURA DEL VOLADIZO

φVc =	886.86	kN/m ²
-------	--------	-------------------



d =	0.27	m
h =	0.33	m
h _v =	0.35	m

AVALUO DE CARGA MUERTA

SECCION	B (m)	L (m)	A (m ²)	W (kN)	x (m)	M (kN-m)
A1	1	0.2	0.1	2.4	0.33	0.79
A2	1	0.15	0.15	3.6	0.5	1.8
A3(ASFALTO)	0.65	0.05	0.03	0.66	0.33	0.22
A4	0.35	0.25	0.09	2.16	0.83	1.79
A5(BARANDA)				0.3	0.83	0.25
TOTAL			0.37	9.12		4.85

M(D)=	4.85	kN-m
V(D)=	9.12	kN

M(D) _u =	6.31	kN-m
V(D) _u =	11.86	kN

ESFUERZOS ULTIMOS

V(u)=	213.92	kN
M(u)=	77.04	kN-m
b =	1	m
d =	0.29	m
ρ =	0.00248	

CALCULO DE p_{min}

f _r =	3313.17	kN/m ²
I =	0.003573	m ⁴
y _t =	0.175	m
M _{cr} =	67.65	kN-m
φM _{cr} =	81.18	kN-m
p _{min} =	0.00261	

REFUERZO EN VOLADIZO

b =	1	m
-----	---	---

p =	0.00261	
d ó h =	0.35	m
As =	913.5	mm ² /m

DISEÑO PLACA ENTREVIGAS

Sv =	2.85	m
------	------	---

t =	0.236	m
t =	0.28	m

AVALUO CARGA MUERTA

ITEM	t (m)	W (kN/m)	M (kN-m)	Mu (kN-m)
PESO PROPIO	0.28	6.72	5.46	7.1
ASFALTO	0.05	1.10	0.89	1.16
TOTAL		7.82	6.35	8.26

AVALUO CARGA VIVA

L=	2.40	m
l =	0.3	
M =	27.46	kN-m
Mu =	78.54	kN-m

REFUERZO PLACA

LUGAR	Mu (kN-m)	b (m)	d (m)	p	As(mm ² /m)
INFERIOR	86.8	1	0.23	0.00452	1040
SUPERIOR MITAD	86.8	1	0.255	0.00365	931
SUPERIO APOYOS	86.8	1	0.22	0.00496	1091

REFUERZO SECUNDARIO

LUGAR	As(mm ² /m)	%As	As(mm ² /m)
INFERIOR	1040	67	696.8
SUPERIOR MITAD	931	67	623.77
SUPERIO APOYOS	1091	67	730.97

FUERZAS ACTUANTES VIGA EXTERIOR

AVALUO DE CARGA MUERTA

Lp =	30	m
------	----	---

PESO PROPIO				
ITEM	b (m)	h (m)	W (kN/m)	M (kN-m)
PLACA	2.85	0.28	19.15	2154.38
VIGA	0.45	1.82	19.66	2211.75
TOTAL			38.81	4366.13

Nv =	6
------	---

MUERTAS POSTERIORES				
ITEM	b (m)	h (m)	W (kN/m)	M (kN-m)
BORDILLO	0.35	0.25	0.7	78.75
PAVIMENTO	16	0.05	2.9	330
BARANDAS			1	112.5
TOTAL			4.6	521.25

MUERTA RIOSTRA

br =	0.25	m
hr =	1.57	m
lr =	2.40	m
P =	22.61	kN
M =	169.58	kN-m

AVALUO DE CARGA VIVA-MOMENTO

Lp =	30	m
------	----	---

CAMION DE DISEÑO		
I =	0.23	
M	0.00	kN-m
M+I	0	kN-m

CARRIL DE DISEÑO		
W =	14.9	kN/m
M =	1676.25	kN-m
M =	2061.8	kN-m

CARGA PUNTUAL		
P=	120	kN
M =	900	kN-m
M =	1107	kN-m

M =	3168.8	kN-m
-----	--------	------

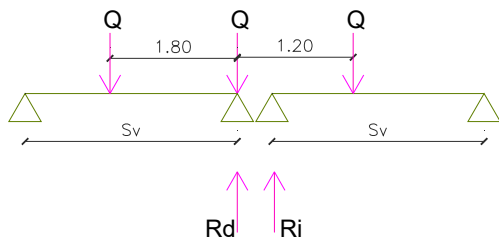
AVALUO DE CARGA VIVA-CORTANTE

Lp =	30	m
l=	0.23	

LINEA DE CARGA		
w =	14.80	kN/m
fi=	1.58	
w =	11.69	kN/m
V _{X=0} =	175.38	kN
V _{X=Lp/2} =	0	kN

CARGA PUNTUAL

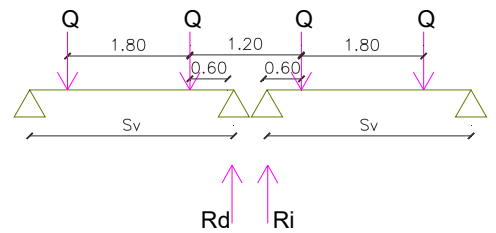
OPCION 1



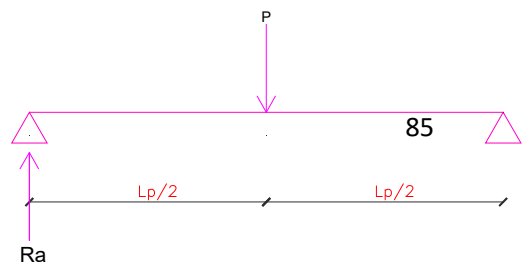
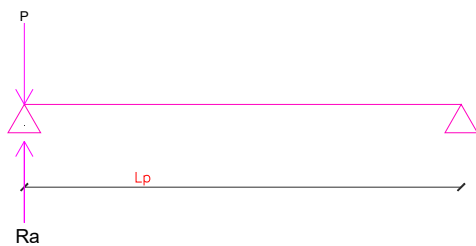
Sv =	2.85	m
Rd =	0.58	
Ri =	1.37	
fi=	1.95	

fi =	1.95	
------	------	--

OPCION 2



Sv =	2.85	m
Rd =	0.95	
Ri =	0.95	
fi=	1.9	



$V_{x=0} =$	191.88	kN
-------------	--------	----

$V_{x=Lp/2} =$	78	kN
----------------	----	----

CORTANTES CONDICION CARGA+DISTRIBUIDA
--

CARGA (kN)	X = 0	X = Lp/2
PUNTUAL	191.88	95.94
DISTRIBUIDA	175.38	0
TOTAL	367.26	95.94

CARGA CAMION

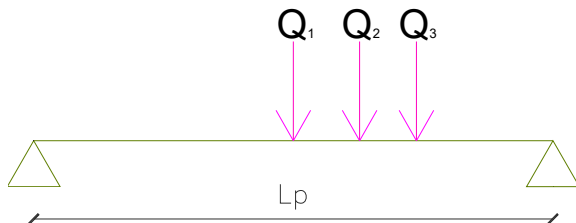


Q1 =	75	kN
Q2 =	75	kN
Q3 =	50	kN

Q1f =	146.25	kN
Q2f =	118.50	kN
Q3f =	79.00	kN

$L_p =$	30	m
---------	----	---

CARGA	X = 0
V (kN)	306.9



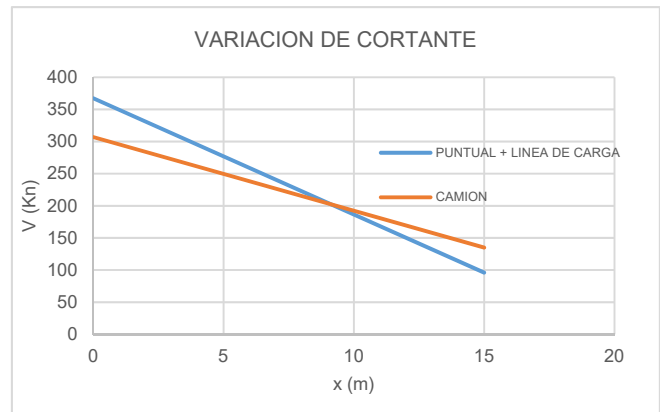
Lp =	30	m
------	----	---

CARGA	X = Lp/2
V (kN)	135.01

VARIACION DEL CORTANTE

X (m)	V (kN)	
	P+L.C	CAMION
0	367.26	306.88
15	95.94	135.01

X =	9.11	m
-----	------	---

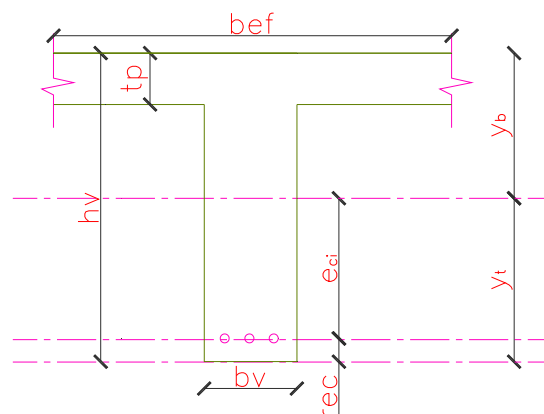


DISEÑO DEL PREESFORZADO VIGA EXTERIOR PRIMER TENSIONAMIENTO

GEOMETRIA DE LA VIGA

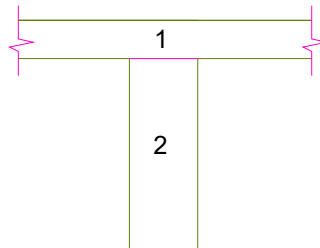
MATERIALES

f'c =	28000	kPa
fy =	420000	kPa
fpu =	1980000	kPa
fpy =	1890000	kPa
Ec =	25928362.8	kPa
Es =	180000000	kPa
T-adm-cable =	120	kPa



bv =	0.45	m
tp=	0.28	m
hv =	2.1	m
rec=	0.24	m
bef=	3.81	m

INERCIA DE LA VIGA



SECCION	b (m)	h (m)	AREA (m2)	Y (m)
1	3.81	0.28	1.07	1.96
2	0.45	1.82	0.82	0.91
TOTAL			1.8858	

SECCION	AREA*Y (m3)	lyy(m4)	d (m)	A*d*d
1	2.09	0.0070	0.46	0.23
2	0.75	0.2261	0.32	0.08
TOTAL	2.84	0.2330		0.31

yt =	1.50	m
yb =	0.60	m
lyy =	0.5426	m4
eci=	1.26	m

PESO PROPIO					
ABS	X (m)	M (kN-m)	fb (kN/m2)	ft (kN/m2)	Fcir (kN/m2)
0	0	0	0	0	0
Lp/2	15	4535.705	5015.14	12537.85	10531.79

T =	3124.12	kN
No. Torones	27	
No. Ductos	3	

CABLE	yo	yci	Curva	Recta	CANT.	Asen. Cuña	As	fpj	Pj
	m	m	m	m	TORONES	m	m ²	kN/m ²	kN
1	1.50	0.24	13.0	2.0	10	0.01	0.0014	1386000	1940.4
2	1.11	0.24	13.0	2.0	10	0.01	0.0014	1386000	1940.4
3	1.11	0.24	13.0	2.0	7	0.01	0.00098	1386000	1358.3
					TOTAL	27		0.00378	

CABLE	X0	X1	Y0	Y1	A	B	a	k	m
1	0	13.0	1.50	0.24	0.00745562	0.24	0.0149	0.0025	0.2
2	0	13.0	1.11	0.24	0.00514793	0.24	0.0103	0.0025	0.2
3	0	13.0	1.11	0.24	0.00514793	0.24	0.0103	0.0025	0.2

PERDIDAS DE CABLE 1

ABSCISA (m)	PERDIDAS FRICCIÓN		PERDIDAS POR ANCLAJE			PERDIDAS ELASTICO		
	P (kN)	f (kN/m ²)	$\Delta P_{cuña}$	Po (kN)	f (kN/m ²)	ΔE (kN)	Po (kN)	f (kN/m ²)
0.00	1940.40	1386000.00	237.52	1702.88	1216342.86	51.18	1651.70	1179785.71
0.50	1935.09	1382207.14	227.21	1707.88	1219914.29	51.18	1656.70	1183357.14
1.00	1929.79	1378421.43	216.90	1712.89	1223492.86	51.18	1661.71	1186935.71
1.50	1924.51	1374650.00	206.59	1717.92	1227085.71	51.18	1666.74	1190528.57
2.00	1919.24	1370885.71	196.28	1722.96	1230685.71	51.18	1671.78	1194128.57
2.50	1913.99	1367135.71	185.97	1728.02	1234300.00	51.18	1676.84	1197742.86
3.00	1908.75	1363392.86	175.67	1733.08	1237914.29	51.18	1681.90	1201357.14
3.50	1903.52	1359657.14	165.36	1738.16	1241542.86	51.18	1686.98	1204985.71
4.00	1898.31	1355935.71	155.05	1743.26	1245185.71	51.18	1692.08	1208628.57
4.50	1893.12	1352228.57	144.74	1748.38	1248842.86	51.18	1697.20	1212285.71
5.00	1887.93	1348521.43	134.43	1753.50	1252500.00	51.18	1702.32	1215942.86
5.50	1882.77	1344835.71	124.12	1758.65	1256178.57	51.18	1707.47	1219621.43
6.00	1877.61	1341150.00	113.81	1763.80	1259857.14	51.18	1712.62	1223300.00
6.50	1872.47	1337478.57	103.50	1768.97	1263550.00	51.18	1717.79	1226992.86
7.00	1867.35	1333821.43	93.19	1774.16	1267257.14	51.18	1722.98	1230700.00
7.50	1862.23	1330164.29	82.88	1779.35	1270964.29	51.18	1728.17	1234407.14
8.00	1857.14	1326528.57	72.58	1784.56	1274685.71	51.18	1733.38	1238128.57
8.50	1852.05	1322892.86	62.27	1789.78	1278414.29	51.18	1738.60	1241857.14
9.00	1846.98	1319271.43	51.96	1795.02	1282157.14	51.18	1743.84	1245600.00

9.50	1841.93	1315664.29	41.65	1800.28	1285914.29	51.18	1749.10	1249357.14
10.00	1836.89	1312064.29	31.34	1805.55	1289678.57	51.18	1754.37	1253121.43
10.50	1831.86	1308471.43	21.03	1810.83	1293450.00	51.18	1759.65	1256892.86
11.00	1826.84	1304885.71	10.72	1816.12	1297228.57	51.18	1764.94	1260671.43
11.50	1821.84	1301314.29	0.41	1821.43	1301021.43	51.18	1770.25	1264464.29
12.00	1816.86	1297757.14	0.00	1816.86	1297757.14	51.18	1765.68	1261200.00
12.50	1811.88	1294200.00	0.00	1811.88	1294200.00	51.18	1760.70	1257642.86
13.00	1806.92	1290657.14	0.00	1806.92	1290657.14	51.18	1755.74	1254100.00
13.50	1804.66	1289042.86	0.00	1804.66	1289042.86	51.18	1753.48	1252485.71
14.00	1802.41	1287435.71	0.00	1802.41	1287435.71	51.18	1751.23	1250878.57
14.50	1800.16	1285828.57	0.00	1800.16	1285828.57	51.18	1748.98	1249271.43
15.00	1797.91	1284221.43	0.00	1797.91	1284221.43	51.18	1746.73	1247664.29

Z=	101778.57	kN/m2
L=	15.00	m
X=	11.52	m
Px=	1821.64	kN
Po-Px=	118.76	kN

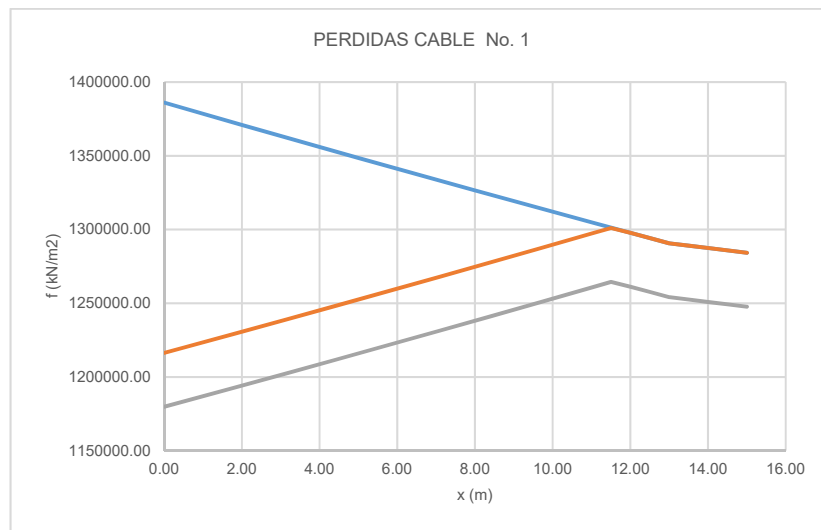


Fig. 68 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 1 SEGÚN CCP95

PERDIDAS DE CABLE 2

ABSCISA (m)	PERDIDAS FRICCION		PERDIDAS POR ANCLAJE			PERDIDAS ELASTICO		
	P (kN)	f (kN/m2)	$\Delta P_{cuña}$	Po (kN)	f (kN/m2)	ΔE (kN)	Po (kN)	f (kN/m2)
0.00	1940.40	1386000.00	215.14	1725.26	1232328.57	51.18	1674.08	1195771.43
0.50	1935.98	1382842.86	206.54	1729.44	1235314.29	51.18	1678.26	1198757.14
1.00	1931.57	1379692.86	197.94	1733.63	1238307.14	51.18	1682.45	1201750
1.50	1927.18	1376557.14	189.34	1737.84	1241314.29	51.18	1686.66	1204757.14
2.00	1922.79	1373421.43	180.75	1742.04	1244314.29	51.18	1690.86	1207757.14
2.50	1918.41	1370292.86	172.15	1746.26	1247328.57	51.18	1695.08	1210771.43
3.00	1914.04	1367171.43	163.55	1750.49	1250350.00	51.18	1699.31	1213792.86
3.50	1909.68	1364057.14	154.95	1754.73	1253378.57	51.18	1703.55	1216821.43
4.00	1905.33	1360950.00	146.35	1758.98	1256414.29	51.18	1707.80	1219857.14
4.50	1901.00	1357857.14	137.75	1763.25	1259464.29	51.18	1712.07	1222907.14
5.00	1896.67	1354764.29	129.15	1767.52	1262514.29	51.18	1716.34	1225957.14
5.50	1892.35	1351678.57	120.55	1771.80	1265571.43	51.18	1720.62	1229014.29
6.00	1888.04	1348600.00	111.96	1776.08	1268628.57	51.18	1724.90	1232071.43
6.50	1883.74	1345528.57	103.36	1780.38	1271700.00	51.18	1729.20	1235142.86
7.00	1879.45	1342464.29	94.76	1784.69	1274778.57	51.18	1733.51	1238221.43
7.50	1875.17	1339407.14	86.16	1789.01	1277864.29	51.18	1737.83	1241307.14
8.00	1870.90	1336357.14	77.56	1793.34	1280957.14	51.18	1742.16	1244400
8.50	1866.64	1333314.29	68.96	1797.68	1284057.14	51.18	1746.50	1247500
9.00	1862.39	1330278.57	60.36	1802.03	1287164.29	51.18	1750.85	1250607.14
9.50	1858.15	1327250.00	51.76	1806.39	1290278.57	51.18	1755.21	1253721.43
10.00	1853.92	1324228.57	43.17	1810.75	1293392.86	51.18	1759.57	1256835.71
10.50	1849.70	1321214.29	34.57	1815.13	1296521.43	51.18	1763.95	1259964.29
11.00	1845.49	1318207.14	25.97	1819.52	1299657.14	51.18	1768.34	1263100
11.50	1841.28	1315200.00	17.37	1823.91	1302792.86	51.18	1772.73	1266235.71
12.00	1837.09	1312207.14	8.77	1828.32	1305942.86	51.18	1777.14	1269385.71
12.50	1832.91	1309221.43	0.17	1832.74	1309100.00	51.18	1781.56	1272542.86
13.00	1828.74	1306242.86	0.00	1828.74	1306242.86	51.18	1777.56	1269685.71
13.50	1826.46	1304614.29	0.00	1826.46	1304614.29	51.18	1775.28	1268057.14
14.00	1824.17	1302978.57	0.00	1824.17	1302978.57	51.18	1772.99	1266421.43
14.50	1821.90	1301357.14	0.00	1821.90	1301357.14	51.18	1770.72	1264800
15.00	1819.62	1299728.57	0.00	1819.62	1299728.57	51.18	1768.44	1263171.43

Z=	86271.43	kN/m2
L=	15.00	m
X=	12.51	m
Px=	1832.83	kN
Po-Px=	107.57	kN

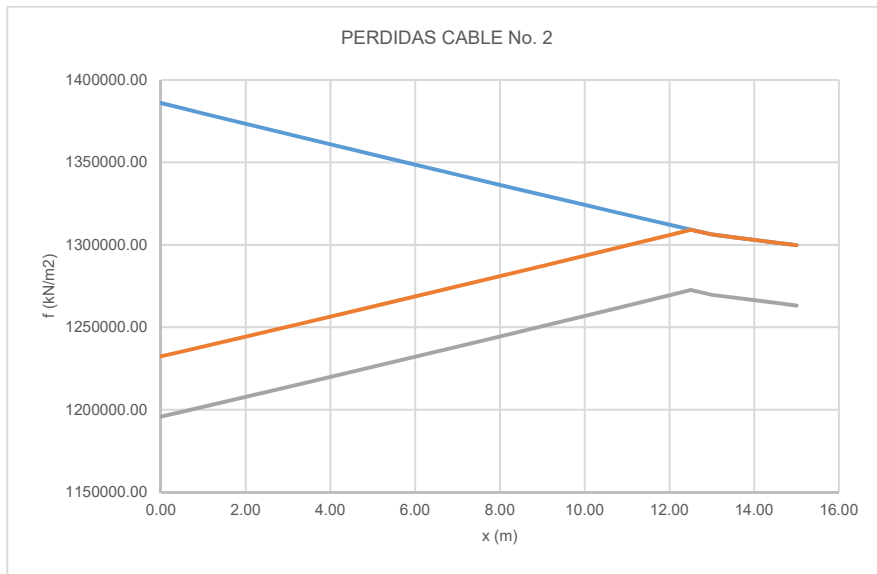


Fig. 69 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 2 SEGÚN CCP95

PERDIDAS DE CABLE 3

ABSCISA (m)	PERDIDAS FRICCIÓN		PERDIDAS POR ANCLAJE			PERDIDAS ELASTICO		
	P (kN)	f (kN/m ²)	$\Delta P_{cuña}$	Po (kN)	f (kN/m ²)	ΔE (kN)	Po (kN)	f (kN/m ²)
0.00	1358.28	1386000.00	150.60	1207.68	1232326.53	35.83	1171.85	1195765.31
0.50	1355.19	1382846.94	144.58	1210.61	1235316.33	35.83	1174.78	1198755.1
1.00	1352.10	1379693.88	138.56	1213.54	1238306.12	35.83	1177.71	1201744.9
1.50	1349.02	1376551.02	132.54	1216.48	1241306.12	35.83	1180.65	1204744.9
2.00	1345.95	1373418.37	126.52	1219.43	1244316.33	35.83	1183.60	1207755.1
2.50	1342.89	1370295.92	120.50	1222.39	1247336.73	35.83	1186.56	1210775.51
3.00	1339.83	1367173.47	114.48	1225.35	1250357.14	35.83	1189.52	1213795.92
3.50	1336.78	1364061.22	108.47	1228.31	1253377.55	35.83	1192.48	1216816.33
4.00	1333.73	1360948.98	102.45	1231.28	1256408.16	35.83	1195.45	1219846.94
4.50	1330.70	1357857.14	96.43	1234.27	1259459.18	35.83	1198.44	1222897.96
5.00	1327.67	1354765.31	90.41	1237.26	1262510.20	35.83	1201.43	1225948.98
5.50	1324.64	1351673.47	84.39	1240.25	1265561.22	35.83	1204.42	1229000
6.00	1321.63	1348602.04	78.37	1243.26	1268632.65	35.83	1207.43	1232071.43
6.50	1318.62	1345530.61	72.35	1246.27	1271704.08	35.83	1210.44	1235142.86
7.00	1315.62	1342469.39	66.33	1249.29	1274785.71	35.83	1213.46	1238224.49
7.50	1312.62	1339408.16	60.31	1252.31	1277867.35	35.83	1216.48	1241306.12
8.00	1309.63	1336357.14	54.29	1255.34	1280959.18	35.83	1219.51	1244397.96
8.50	1306.65	1333316.33	48.27	1258.38	1284061.22	35.83	1222.55	1247500

9.00	1303.67	1330275.51	42.25	1261.42	1287163.27	35.83	1225.59	1250602.04
9.50	1300.71	1327255.10	36.24	1264.47	1290275.51	35.83	1228.64	1253714.29
10.00	1297.74	1324224.49	30.22	1267.52	1293387.76	35.83	1231.69	1256826.53
10.50	1294.79	1321214.29	24.20	1270.59	1296520.41	35.83	1234.76	1259959.18
11.00	1291.84	1318204.08	18.18	1273.66	1299653.06	35.83	1237.83	1263091.84
11.50	1288.90	1315204.08	12.16	1276.74	1302795.92	35.83	1240.91	1266234.69
12.00	1285.96	1312204.08	6.14	1279.82	1305938.78	35.83	1243.99	1269377.55
12.50	1283.04	1309224.49	0.12	1282.92	1309102.04	35.83	1247.09	1272540.82
13.00	1280.12	1306244.90	0.00	1280.12	1306244.90	35.83	1244.29	1269683.67
13.50	1278.52	1304612.24	0.00	1278.52	1304612.24	35.83	1242.69	1268051.02
14.00	1276.92	1302979.59	0.00	1276.92	1302979.59	35.83	1241.09	1266418.37
14.50	1275.33	1301357.14	0.00	1275.33	1301357.14	35.83	1239.50	1264795.92
15.00	1273.74	1299734.69	0.00	1273.74	1299734.69	35.83	1237.91	1263173.47

Z=	86265.31	kN/m ²
L=	15.00	m
X=	12.51	m
Px=	1282.98	kN
Po-Px=	75.30	kN

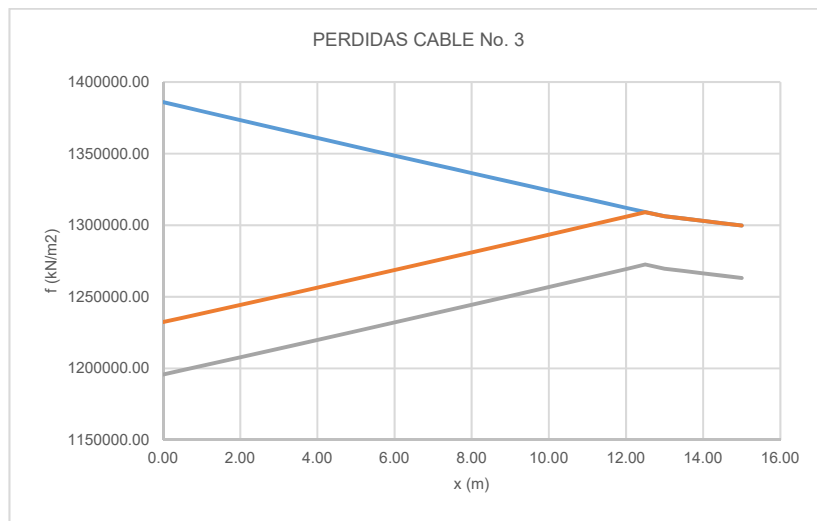


Fig. 70 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 3 SEGÚN CCP95

MOMENTO EN LA VIGA DEBIDO A LOS CABLES

ABSCISA													
	CABLE 1	CABLE 2	CABLE 3	PTOTAL	CABLE 1			CABLE 2			CABLE 3		
	kN/m2	kN/m2	kN/m2	kN	y(m)	e (m)	M (kN-m)	y(m)	e (m)	M (kN-m)	y(m)	e (m)	M (kN-m)
0.00	1179785.71	1195771.43	1195765.31	4497.63	1.5	0	0	1.11	0.39	652.89	1.11	0.39	457.0
0.50	1183357.14	1198757.14	1198755.1	4509.74	1.4	0.1	165.67	1.04	0.46	772	1.04	0.46	540.4
1.00	1186935.71	1201750	1201744.9	4521.87	1.31	0.19	315.72	0.98	0.52	874.87	0.98	0.52	612.4
1.50	1190528.57	1204757.14	1204744.9	4534.05	1.23	0.27	450.02	0.92	0.58	978.26	0.92	0.58	684.8
2.00	1194128.57	1207757.14	1207755.1	4546.24	1.14	0.36	601.84	0.86	0.64	1082.15	0.86	0.64	757.5
2.50	1197742.86	1210771.43	1210775.51	4558.48	1.06	0.44	737.81	0.81	0.69	1169.61	0.81	0.69	818.7
3.00	1201357.14	1213792.86	1213795.92	4570.73	0.99	0.51	857.77	0.75	0.75	1274.48	0.75	0.75	892.1
3.50	1204985.71	1216821.43	1216816.33	4583.01	0.91	0.59	995.32	0.7	0.8	1362.84	0.7	0.8	954.0
4.00	1208628.57	1219857.14	1219846.94	4595.33	0.84	0.66	1116.77	0.66	0.84	1434.55	0.66	0.84	1004.2
4.50	1212285.71	1222907.14	1222897.96	4607.71	0.78	0.72	1221.98	0.61	0.89	1523.74	0.61	0.89	1066.6
5.00	1215942.86	1225957.14	1225948.98	4620.09	0.72	0.78	1327.81	0.57	0.93	1596.2	0.57	0.93	1117.3
5.50	1219621.43	1229014.29	1229000	4632.51	0.66	0.84	1434.27	0.53	0.97	1669	0.53	0.97	1168.3
6.00	1223300	1232071.43	1232071.43	4644.95	0.61	0.89	1524.23	0.49	1.01	1742.15	0.49	1.01	1219.5
6.50	1226992.86	1235142.86	1235142.86	4657.43	0.55	0.95	1631.9	0.46	1.04	1798.37	0.46	1.04	1258.9
7.00	1230700	1238221.43	1238224.49	4669.95	0.51	0.99	1705.75	0.43	1.07	1854.86	0.43	1.07	1298.4
7.50	1234407.14	1241307.14	1241306.12	4682.48	0.47	1.03	1780.02	0.4	1.1	1911.61	0.4	1.1	1338.1
8.00	1238128.57	1244400	1244397.96	4695.05	0.43	1.07	1854.72	0.37	1.13	1968.64	0.37	1.13	1378.1
8.50	1241857.14	1247500	1247500	4707.65	0.39	1.11	1929.85	0.34	1.16	2025.94	0.34	1.16	1418.2
9.00	1245600	1250607.14	1250602.04	4720.28	0.36	1.14	1987.98	0.32	1.18	2066	0.32	1.18	1446.2
9.50	1249357.14	1253721.43	1253714.29	4732.95	0.33	1.17	2046.45	0.3	1.2	2106.25	0.3	1.2	1474.4
10.00	1253121.43	1256835.71	1256826.53	4745.63	0.31	1.19	2087.7	0.29	1.21	2129.08	0.29	1.21	1490.3
10.50	1256892.86	1259964.29	1259959.18	4758.36	0.29	1.21	2129.18	0.27	1.23	2169.66	0.27	1.23	1518.8
11.00	1260671.43	1263100	1263091.84	4771.11	0.27	1.23	2170.88	0.26	1.24	2192.74	0.26	1.24	1534.9
11.50	1264464.29	1266235.71	1266234.69	4783.89	0.26	1.24	2195.11	0.25	1.25	2215.91	0.25	1.25	1551.1
12.00	1261200	1269385.71	1269377.55	4786.81	0.25	1.25	2207.1	0.25	1.25	2221.43	0.25	1.25	1555.0
12.50	1257642.86	1272542.86	1272540.82	4789.35	0.24	1.26	2218.48	0.24	1.26	2244.77	0.24	1.26	1571.3

13.00	1254100	1269685.71	1269683.67	4777.59	0.24	1.26	2212.23	0.24	1.26	2239.73	0.24	1.26	1567.81
13.50	1252485.71	1268057.14	1268051.02	4771.45	0.24	1.26	2209.38	0.24	1.26	2236.85	0.24	1.26	1565.79
14.00	1250878.57	1266421.43	1266418.37	4765.31	0.24	1.26	2206.55	0.24	1.26	2233.97	0.24	1.26	1563.77
14.50	1249271.43	1264800	1264795.92	4759.2	0.24	1.26	2203.71	0.24	1.26	2231.11	0.24	1.26	1561.77
15.00	1247664.29	1263171.43	1263173.47	4753.08	0.24	1.26	2200.88	0.24	1.26	2228.23	0.24	1.26	1559.77
0.70fpu=	1386000	1386000	1386000										

El signo (-) significa compresión

ESTADO DE ESFUERZOS DE LA VIGA PARA PRIMER TENSIONAMIENTO

ABSCISA	CABLES			PESO VIGA+PLACA			RIOSTRA			ESTADO DE ESFUERZO	
	MTOTAL	fb	ft	MTOTAL	fb	ft	MTOTAL	fb	ft	fb	ft
	(kN-m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN-m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN-m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
0.00	1109.91	1227.23	-3068.08	0	0	0	0	0	0	1227.23	-3068.08
0.50	1478.07	1634.31	-4085.76	286.22	-316.47	791.19	5.65	-6.25	15.62	1311.59	-3278.95
1.00	1803	1993.58	-4983.95	562.74	-622.22	1555.56	11.3	-12.49	31.24	1358.87	-3397.15
1.50	2113.06	2336.42	-5841.04	829.56	-917.25	2293.12	16.96	-18.75	46.88	1400.42	-3501.04
2.00	2441.49	2699.56	-6748.9	1086.68	-1201.54	3003.86	22.61	-25	62.5	1473.02	-3682.54
2.50	2726.15	3014.31	-7535.78	1334.09	-1475.11	3687.77	28.26	-31.25	78.12	1507.95	-3769.89
3.00	3024.39	3344.07	-8360.19	1571.8	-1737.94	4344.86	33.92	-37.51	93.76	1568.62	-3921.57
3.50	3312.14	3662.24	-9155.6	1799.81	-1990.05	4975.14	39.57	-43.75	109.38	1628.44	-4071.08
4.00	3555.5	3931.32	-9828.31	2018.12	-2231.44	5578.6	45.22	-50	125	1649.88	-4124.71
4.50	3812.33	4215.3	-10538.26	2226.72	-2462.09	6155.22	50.87	-56.25	140.62	1696.96	-4242.42
5.00	4041.34	4468.52	-11171.3	2425.62	-2682.01	6705.03	56.52	-62.49	156.24	1724.02	-4310.03
5.50	4271.56	4723.07	-11807.68	2614.82	-2891.21	7228.03	62.18	-68.75	171.88	1763.11	-4407.77
6.00	4485.88	4960.05	-12400.12	2794.32	-3089.69	7724.22	67.83	-75	187.5	1795.36	-4488.4
6.50	4689.13	5184.78	-12961.95	2964.11	-3277.42	8193.56	73.48	-81.25	203.12	1826.11	-4565.27

7.00	4859.01	5372.62	-13431.55	3124.21	-3454.45	8636.12	79.13	-87.49	218.74	1830.68	-4576.69
7.50	5029.76	5561.42	-13903.54	3274.59	-3620.72	9051.8	84.79	-93.75	234.38	1846.95	-4617.36
8.00	5201.41	5751.21	-14378.03	3415.28	-3776.28	9440.71	90.44	-100	250	1874.93	-4687.32
8.50	5373.95	5941.99	-14854.97	3546.26	-3921.11	9802.77	96.09	-106.25	265.62	1914.63	-4786.58
9.00	5500.18	6081.56	-15203.9	3667.54	-4055.21	10138.02	101.74	-112.49	281.24	1913.86	-4784.64
9.50	5627.07	6221.86	-15554.66	3779.12	-4178.58	10446.45	107.4	-118.75	296.88	1924.53	-4811.33
10.00	5707.12	6310.38	-15775.94	3881	-4291.23	10728.08	113.05	-125	312.5	1894.15	-4735.36
10.50	5817.59	6432.52	-16081.31	3973.17	-4393.14	10982.86	118.7	-131.25	328.12	1908.13	-4770.33
11.00	5898.53	6522.02	-16305.05	4055.65	-4484.34	11210.85	124.35	-137.49	343.74	1900.19	-4750.46
11.50	5962.16	6592.37	-16480.94	4128.41	-4564.79	11411.98	130.01	-143.75	359.38	1883.83	-4709.58
12.00	5983.52	6615.99	-16539.98	4191.48	-4634.53	11586.32	135.66	-150	375	1831.46	-4578.66
12.50	6034.58	6672.45	-16681.12	4244.84	-4693.53	11733.82	141.31	-156.25	390.62	1822.67	-4556.68
13.00	6019.77	6656.07	-16640.18	4288.5	-4741.8	11854.51	146.96	-162.49	406.24	1751.78	-4379.43
13.50	6012.02	6647.5	-16618.76	4322.46	-4779.35	11948.38	152.62	-168.75	421.88	1699.4	-4248.5
14.00	6004.29	6638.96	-16597.39	4346.72	-4806.18	12015.45	158.27	-175	437.5	1657.78	-4144.44
14.50	5996.59	6630.44	-16576.11	4361.27	-4822.27	12055.67	163.92	-181.25	453.12	1626.92	-4067.32
15.00	5988.88	6621.92	-16554.8	4366.12	-4827.63	12069.07	169.58	-187.5	468.76	1606.79	-4016.97

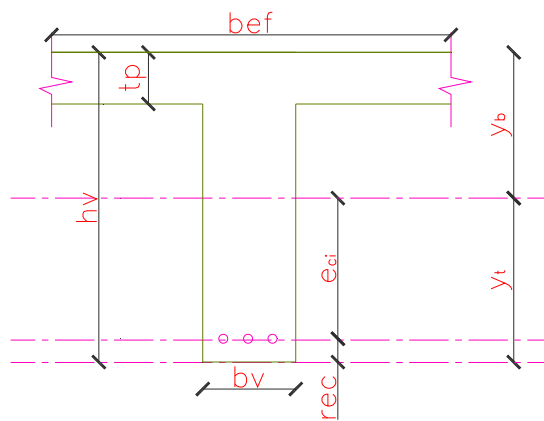
El signo (-) significa compresión

DISEÑO DEL PREENFORZADO VIGA EXTERIOR SEGUNDO TENSIONAMIENTO

GEOMETRIA DE LA VIGA

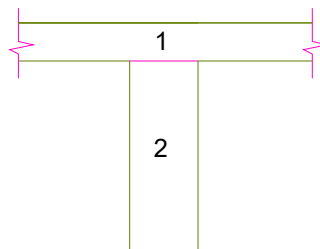
MATERIALES

f _c =	28000	kPa
f _y =	420000	kPa
f _{pu} =	1980000	kPa
f _{py} =	1890000	kPa
E _c =	25928362.85	kPa
E _s =	180000000	kPa
T-adm-cable =	120	kPa



b _v =	0.45	m
tp =	0.28	m
h _v =	2.1	m
rec =	0.08	m
b _{ef} =	3.81	m

INERCIA DE LA VIGA



SECCION	b (m)	h (m)	AREA (m2)	Y (m)
1	3.81	0.28	1.07	1.96
2	0.45	1.82	0.82	0.91
TOTAL			1.8858	

SECCION	AREA*Y (m3)	lyy(m4)	d (m)	A*d*d
1	2.09	0.0070	0.46	0.23
2	0.75	0.2261	0.32	0.08
TOTAL	2.84	0.2330		0.31

yt =	1.50	m
yb =	0.60	m
lyy =	0.5426	m4
eci =	1.42	m

CARGA VIVA + CARGAS MUERTAS POSTERIORES					
ABS	X (m)	M (kN-m)	fb (kN/m2)	ft (kN/m2)	fcir(kN/m2)
0	0	0	0	0	0
Lp/2	15	3690.04	4080.09	10200.21	9656.20

T =	2289.34	kN
No. Torones	20	
No. Ductos 12	2	

CABLE	yo	yci	Curva	Recta	CANTIDAD	Asen. Cuña	As	fpj	Pj
	m	m	m	m	TORONES	m	m2	kN/m2	kN
4	0.81	0.08	13.0	2.0	10	0.01	0.0014	1386000	1940.4
5	0.81	0.08	13.0	2.0	10	0.01	0.0014	1386000	1940.4
6	0.51	0.08	13.0	2.0	0	0.01	0	1386000	0.0
				TOTAL	20		0.0028		

CABLE	X0	X1	Y0	Y1	A	B	a	k	m
4	0	13.0	0.81	0.08	0.00431953	0.08	0.0086	0.0025	0.2
5	0	13.0	0.81	0.08	0.00431953	0.08	0.0086	0.0025	0.2
6	0	13.0	0.51	0.08	0.00254438	0.08	0.0051	0.0025	0.2

PERDIDAS DE CABLE 4

ABSCISA (m)	PERDIDAS FRICCION		PERDIDAS POR ANCLAJE			PERDIDAS ELASTICO		
	P (kN)	f (kN/m2)	$\Delta P_{cuña}$	Po (kN)	f (kN/m2)	ΔE (kN)	Po (kN)	f (kN/m2)
0.00	1940.40	1386000.00	206.60	1733.80	1238428.57	46.92	1686.88	1204914.29
0.50	1936.30	1383071.43	198.62	1737.68	1241200.00	46.92	1690.76	1207685.71
1.00	1932.21	1380150.00	190.63	1741.58	1243985.71	46.92	1694.66	1210471.43
1.50	1928.13	1377235.71	182.65	1745.48	1246771.43	46.92	1698.56	1213257.14
2.00	1924.06	1374328.57	174.67	1749.39	1249564.29	46.92	1702.47	1216050.00
2.50	1920.00	1371428.57	166.69	1753.31	1252364.29	46.92	1706.39	1218850.00
3.00	1915.94	1368528.57	158.70	1757.24	1255171.43	46.92	1710.32	1221657.14
3.50	1911.90	1365642.86	150.72	1761.18	1257985.71	46.92	1714.26	1224471.43
4.00	1907.86	1362757.14	142.74	1765.12	1260800.00	46.92	1718.20	1227285.71
4.50	1903.83	1359878.57	134.75	1769.08	1263628.57	46.92	1722.16	1230114.29
5.00	1899.81	1357007.14	126.77	1773.04	1266457.14	46.92	1726.12	1232942.86
5.50	1895.80	1354142.86	118.79	1777.01	1269292.86	46.92	1730.09	1235778.57
6.00	1891.80	1351285.71	110.80	1781.00	1272142.86	46.92	1734.08	1238628.57
6.50	1887.80	1348428.57	102.82	1784.98	1274985.71	46.92	1738.06	1241471.43
7.00	1883.82	1345585.71	94.84	1788.98	1277842.86	46.92	1742.06	1244328.57
7.50	1879.84	1342742.86	86.86	1792.98	1280700.00	46.92	1746.06	1247185.71
8.00	1875.87	1339907.14	78.87	1797.00	1283571.43	46.92	1750.08	1250057.14
8.50	1871.91	1337078.57	70.89	1801.02	1286442.86	46.92	1754.10	1252928.57
9.00	1867.95	1334250.00	62.91	1805.04	1289314.29	46.92	1758.12	1255800.00
9.50	1864.01	1331435.71	54.92	1809.09	1292207.14	46.92	1762.17	1258692.86
10.00	1860.07	1328621.43	46.94	1813.13	1295092.86	46.92	1766.21	1261578.57
10.50	1856.15	1325821.43	38.96	1817.19	1297992.86	46.92	1770.27	1264478.57
11.00	1852.23	1323021.43	30.97	1821.26	1300900.00	46.92	1774.34	1267385.71
11.50	1848.31	1320221.43	22.99	1825.32	1303800.00	46.92	1778.40	1270285.71
12.00	1844.41	1317435.71	15.01	1829.40	1306714.29	46.92	1782.48	1273200.00
12.50	1840.52	1314657.14	7.03	1833.49	1309635.71	46.92	1786.57	1276121.43
13.00	1836.63	1311878.57	0.00	1836.63	1311878.57	46.92	1789.71	1278364.29
13.50	1834.34	1310242.86	0.00	1834.34	1310242.86	46.92	1787.42	1276728.57
14.00	1832.04	1308600.00	0.00	1832.04	1308600.00	46.92	1785.12	1275085.71
14.50	1829.76	1306971.43	0.00	1829.76	1306971.43	46.92	1782.84	1273457.14
15.00	1827.47	1305335.71	0.00	1827.47	1305335.71	46.92	1780.55	1271821.43

Z=	80664.29	kN/m2
L=	15.00	m
X=	12.94	m
Px=	1837.10	kN
Po-Px=	103.30	kN

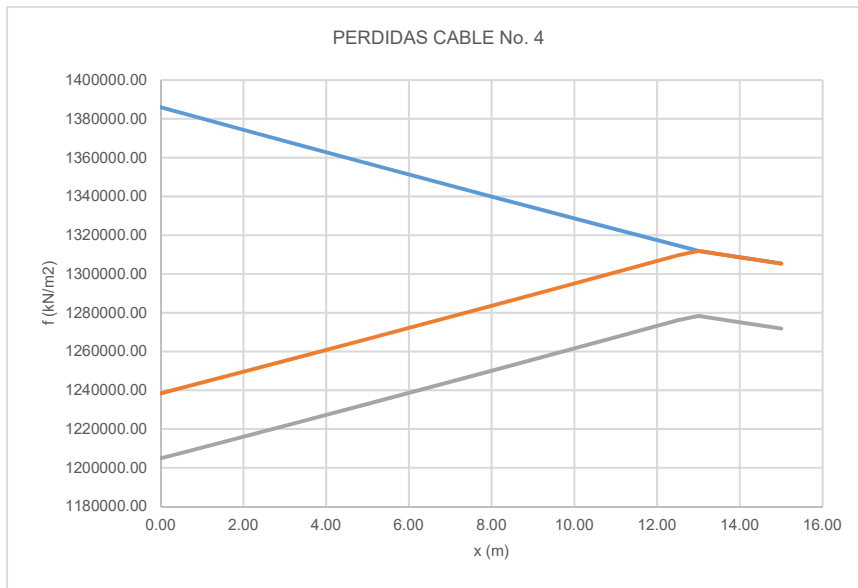


Fig. 71 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 4 SEGÚN CCP95

PERDIDAS DE CABLE 5

ABSCISA (m)	PERDIDAS FRICCIÓN		PERDIDAS POR ANCLAJE			PERDIDAS ELÁSTICO		
	P (kN)	f (kN/m ²)	ΔPcuña	Po (kN)	f (kN/m ²)	ΔE (kN)	Po (kN)	f (kN/m ²)
0.00	1940.40	1386000.00	206.60	1733.80	1238428.57	46.92	1686.88	1204914.29
0.50	1936.30	1383071.43	198.62	1737.68	1241200.00	46.92	1690.76	1207685.71
1.00	1932.21	1380150.00	190.63	1741.58	1243985.71	46.92	1694.66	1210471.43
1.50	1928.13	1377235.71	182.65	1745.48	1246771.43	46.92	1698.56	1213257.14
2.00	1924.06	1374328.57	174.67	1749.39	1249564.29	46.92	1702.47	1216050
2.50	1920.00	1371428.57	166.69	1753.31	1252364.29	46.92	1706.39	1218850
3.00	1915.94	1368528.57	158.70	1757.24	1255171.43	46.92	1710.32	1221657.14
3.50	1911.90	1365642.86	150.72	1761.18	1257985.71	46.92	1714.26	1224471.43
4.00	1907.86	1362757.14	142.74	1765.12	1260800.00	46.92	1718.20	1227285.71
4.50	1903.83	1359878.57	134.75	1769.08	1263628.57	46.92	1722.16	1230114.29
5.00	1899.81	1357007.14	126.77	1773.04	1266457.14	46.92	1726.12	1232942.86
5.50	1895.80	1354142.86	118.79	1777.01	1269292.86	46.92	1730.09	1235778.57
6.00	1891.80	1351285.71	110.80	1781.00	1272142.86	46.92	1734.08	1238628.57
6.50	1887.80	1348428.57	102.82	1784.98	1274985.71	46.92	1738.06	1241471.43
7.00	1883.82	1345585.71	94.84	1788.98	1277842.86	46.92	1742.06	1244328.57
7.50	1879.84	1342742.86	86.86	1792.98	1280700.00	46.92	1746.06	1247185.71
8.00	1875.87	1339907.14	78.87	1797.00	1283571.43	46.92	1750.08	1250057.14
8.50	1871.91	1337078.57	70.89	1801.02	1286442.86	46.92	1754.10	1252928.57
9.00	1867.95	1334250.00	62.91	1805.04	1289314.29	46.92	1758.12	1255800

9.50	1864.01	1331435.71	54.92	1809.09	1292207.14	46.92	1762.17	1258692.86
10.00	1860.07	1328621.43	46.94	1813.13	1295092.86	46.92	1766.21	1261578.57
10.50	1856.15	1325821.43	38.96	1817.19	1297992.86	46.92	1770.27	1264478.57
11.00	1852.23	1323021.43	30.97	1821.26	1300900.00	46.92	1774.34	1267385.71
11.50	1848.31	1320221.43	22.99	1825.32	1303800.00	46.92	1778.40	1270285.71
12.00	1844.41	1317435.71	15.01	1829.40	1306714.29	46.92	1782.48	1273200
12.50	1840.52	1314657.14	7.03	1833.49	1309635.71	46.92	1786.57	1276121.43
13.00	1836.63	1311878.57	0.00	1836.63	1311878.57	46.92	1789.71	1278364.29
13.50	1834.34	1310242.86	0.00	1834.34	1310242.86	46.92	1787.42	1276728.57
14.00	1832.04	1308600.00	0.00	1832.04	1308600.00	46.92	1785.12	1275085.71
14.50	1829.76	1306971.43	0.00	1829.76	1306971.43	46.92	1782.84	1273457.14
15.00	1827.47	1305335.71	0.00	1827.47	1305335.71	46.92	1780.55	1271821.43

Z=	80664.29	kN/m ²
L=	15.00	m
X=	12.94	m
P _x =	1837.10	kN
P ₀ -P _x =	103.30	kN

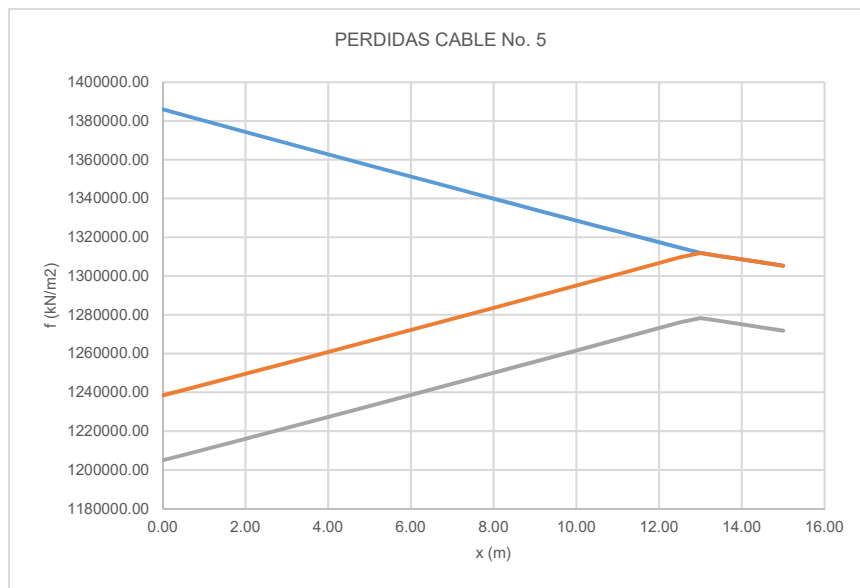


Fig. 72 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 5 SEGÚN CCP95

MOMENTO EN LA VIGA DEBIDO A LOS CABLES

ABSCISA													
	CABLE 4	CABLE 5	CABLE 6	PTOTAL	CABLE 4			CABLE 5			CABLE 6		
	kN/m2	kN/m2	kN/m2	kN	y(m)	e (m)	M (kN-m)	y(m)	e (m)	M (kN-m)	y(m)	e (m)	M (kN-m)
0.00	1204914.29	1204914.29	0	3373.76	0.81	0.69	1163.95	0.81	0.69	1163.95	0.51	0.99	0.0
0.50	1207685.71	1207685.71	0	3381.52	0.75	0.75	1268.07	0.75	0.75	1268.07	0.48	1.02	0.0
1.00	1210471.43	1210471.43	0	3389.32	0.7	0.8	1355.73	0.7	0.8	1355.73	0.45	1.05	0.0
1.50	1213257.14	1213257.14	0	3397.12	0.65	0.85	1443.78	0.65	0.85	1443.78	0.42	1.08	0.0
2.00	1216050	1216050	0	3404.94	0.6	0.9	1532.22	0.6	0.9	1532.22	0.39	1.11	0.0
2.50	1218850	1218850	0	3412.78	0.56	0.94	1604.01	0.56	0.94	1604.01	0.36	1.14	0.0
3.00	1221657.14	1221657.14	0	3420.64	0.51	0.99	1693.22	0.51	0.99	1693.22	0.33	1.17	0.0
3.50	1224471.43	1224471.43	0	3428.52	0.47	1.03	1765.69	0.47	1.03	1765.69	0.31	1.19	0.0
4.00	1227285.71	1227285.71	0	3436.4	0.43	1.07	1838.47	0.43	1.07	1838.47	0.29	1.21	0.0
4.50	1230114.29	1230114.29	0	3444.32	0.39	1.11	1911.6	0.39	1.11	1911.6	0.26	1.24	0.0
5.00	1232942.86	1232942.86	0	3452.24	0.36	1.14	1967.78	0.36	1.14	1967.78	0.24	1.26	0.0
5.50	1235778.57	1235778.57	0	3460.18	0.32	1.18	2041.51	0.32	1.18	2041.51	0.22	1.28	0.0
6.00	1238628.57	1238628.57	0	3468.16	0.29	1.21	2098.24	0.29	1.21	2098.24	0.2	1.3	0.0
6.50	1241471.43	1241471.43	0	3476.12	0.26	1.24	2155.19	0.26	1.24	2155.19	0.19	1.31	0.0
7.00	1244328.57	1244328.57	0	3484.12	0.24	1.26	2195	0.24	1.26	2195	0.17	1.33	0.0
7.50	1247185.71	1247185.71	0	3492.12	0.21	1.29	2252.42	0.21	1.29	2252.42	0.16	1.34	0.0
8.00	1250057.14	1250057.14	0	3500.16	0.19	1.31	2292.6	0.19	1.31	2292.6	0.14	1.36	0.0
8.50	1252928.57	1252928.57	0	3508.2	0.17	1.33	2332.95	0.17	1.33	2332.95	0.13	1.37	0.0
9.00	1255800	1255800	0	3516.24	0.15	1.35	2373.46	0.15	1.35	2373.46	0.12	1.38	0.0
9.50	1258692.86	1258692.86	0	3524.34	0.13	1.37	2414.17	0.13	1.37	2414.17	0.11	1.39	0.0
10.00	1261578.57	1261578.57	0	3532.42	0.12	1.38	2437.37	0.12	1.38	2437.37	0.1	1.4	0.0
10.50	1264478.57	1264478.57	0	3540.54	0.11	1.39	2460.68	0.11	1.39	2460.68	0.1	1.4	0.0
11.00	1267385.71	1267385.71	0	3548.68	0.1	1.4	2484.08	0.1	1.4	2484.08	0.09	1.41	0.0
11.50	1270285.71	1270285.71	0	3556.8	0.09	1.41	2507.54	0.09	1.41	2507.54	0.09	1.41	0.0

12.00	1273200	1273200	0	3564.96	0.08	1.42	2531.12	0.08	1.42	2531.12	0.08	1.42	0.0
12.50	1276121.43	1276121.43	0	3573.14	0.08	1.42	2536.93	0.08	1.42	2536.93	0.08	1.42	0.0
13.00	1278364.29	1278364.29	0	3579.42	0.08	1.42	2541.39	0.08	1.42	2541.39	0.08	1.42	0
13.50	1276728.57	1276728.57	0	3574.84	0.08	1.42	2538.14	0.08	1.42	2538.14	0.08	1.42	0
14.00	1275085.71	1275085.71	0	3570.24	0.08	1.42	2534.87	0.08	1.42	2534.87	0.08	1.42	0
14.50	1273457.14	1273457.14	0	3565.68	0.08	1.42	2531.63	0.08	1.42	2531.63	0.08	1.42	0
15.00	1271821.43	1271821.43	0	3561.1	0.08	1.42	2528.38	0.08	1.42	2528.38	0.08	1.42	0
0.70fpu=	1386000	1386000	1386000										

El signo (-) significa compresión

ESTADO DE ESFUERZOS DE LA VIGA PARA SEGUNDO TENSIONAMIENTO

ABSCISA	CABLES			CARGAS POSTERIORES			CARGA VIVA			ESTADO DE ESFUERZO	
	MTOTAL	fb	ft	MTOTAL	fb	ft	MTOTAL	fb	ft	fb	ft
	(kN-m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN-m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN-m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
0.00	2327.9	2573.96	-6434.91	0	0	0	0	0	0	2573.96	-6434.91
0.50	2536.14	2804.22	-7010.54	34.17	-37.78	94.45	37.47	-41.43	103.58	2725.01	-6812.51
1.00	2711.46	2998.07	-7495.17	67.18	-74.28	185.7	76.09	-84.13	210.33	2839.66	-7099.14
1.50	2887.56	3192.78	-7981.95	99.04	-109.51	273.77	115.85	-128.1	320.24	2955.17	-7387.94
2.00	3064.44	3388.36	-8470.9	129.73	-143.44	358.61	156.76	-173.33	433.32	3071.59	-7678.97
2.50	3208.02	3547.12	-8867.79	159.27	-176.11	440.26	198.82	-219.84	549.59	3151.17	-7877.94
3.00	3386.44	3744.39	-9360.99	187.65	-207.49	518.71	242.02	-267.6	669.01	3269.3	-8173.27
3.50	3531.38	3904.65	-9761.64	214.87	-237.58	593.96	286.36	-316.63	791.57	3350.44	-8376.11
4.00	3676.94	4065.6	-10164	240.93	-266.4	665.99	331.85	-366.93	917.32	3432.27	-8580.69
4.50	3823.2	4227.32	-10568.3	265.84	-293.94	734.85	378.49	-418.5	1046.24	3514.88	-8787.21
5.00	3935.56	4351.56	-10878.89	289.58	-320.19	800.47	426.27	-471.33	1178.32	3560.04	-8900.1
5.50	4083.02	4514.6	-11286.51	312.17	-345.17	862.92	475.2	-525.43	1313.57	3644	-9110.02
6.00	4196.48	4640.06	-11600.14	333.6	-368.86	922.16	525.27	-580.79	1451.98	3690.41	-9226

6.50	4310.38	4766	-11914.99	353.87	-391.27	978.19	576.49	-637.43	1593.57	3737.3	-9343.23
7.00	4390	4854.03	-12135.08	372.98	-412.4	1031.01	628.85	-695.32	1738.3	3746.31	-9365.77
7.50	4504.84	4981.01	-12452.53	390.94	-432.26	1080.66	682.36	-754.49	1886.22	3794.26	-9485.65
8.00	4585.2	5069.87	-12674.67	407.73	-450.83	1127.07	737.02	-814.92	2037.31	3804.12	-9510.29
8.50	4665.9	5159.1	-12897.74	423.37	-468.12	1170.3	792.82	-876.62	2191.56	3814.36	-9535.88
9.00	4746.92	5248.68	-13121.7	437.85	-484.13	1210.33	849.76	-939.58	2348.95	3824.97	-9562.42
9.50	4828.34	5338.71	-13346.77	451.17	-498.86	1247.15	907.85	-1003.81	2509.53	3836.04	-9590.09
10.00	4874.74	5390.01	-13475.03	463.33	-512.31	1280.76	967.09	-1069.31	2673.28	3808.39	-9520.99
10.50	4921.36	5441.56	-13603.9	474.34	-524.48	1311.2	1027.47	-1136.08	2840.19	3781	-9452.51
11.00	4968.16	5493.31	-13733.26	484.18	-535.36	1338.4	1089	-1204.11	3010.27	3753.84	-9384.59
11.50	5015.08	5545.19	-13862.96	492.87	-544.97	1362.42	1151.67	-1273.4	3183.51	3726.82	-9317.03
12.00	5062.24	5597.33	-13993.33	500.4	-553.29	1383.23	1215.49	-1343.97	3359.93	3700.07	-9250.17
12.50	5073.86	5610.18	-14025.45	506.77	-560.34	1400.84	1280.45	-1415.8	3539.49	3634.04	-9085.12
13.00	5082.78	5620.04	-14050.1	511.98	-566.1	1415.24	1346.56	-1488.89	3722.24	3565.05	-8912.62
13.50	5076.28	5612.85	-14032.14	516.04	-570.59	1426.47	1413.81	-1563.25	3908.13	3479.01	-8697.54
14.00	5069.74	5605.62	-14014.06	518.93	-573.78	1434.46	1482.21	-1638.88	4097.21	3392.96	-8482.39
14.50	5063.26	5598.46	-13996.15	520.67	-575.71	1439.27	1551.76	-1715.78	4289.46	3306.97	-8267.42
15.00	5056.76	5591.27	-13978.18	521.25	-576.35	1440.87	1622.45	-1793.95	4484.87	3220.97	-8052.44

El signo (-) significa compresión

ESTADO DE ESFUERZOS DE LA VIGA

ABSCISA	1ER .TENSIONAMIENTO		2DO. TENSIONAMIETNO		TOTAL	
	fb	ft	fb	ft	fb	ft
(m)	(kN/m2)	(kN/m2)	(kN/m2)	(kN/m2)	(kN/m2)	(kN/m2)
0.00	1227.23	-3068.08	2573.96	-6434.91	3801.19	-9502.99
0.50	1311.59	-3278.95	2725.01	-6812.51	4036.6	-10091.46
1.00	1358.87	-3397.15	2839.66	-7099.14	4198.53	-10496.29
1.50	1400.42	-3501.04	2955.17	-7387.94	4355.59	-10888.98
2.00	1473.02	-3682.54	3071.59	-7678.97	4544.61	-11361.51
2.50	1507.95	-3769.89	3151.17	-7877.94	4659.12	-11647.83
3.00	1568.62	-3921.57	3269.3	-8173.27	4837.92	-12094.84
3.50	1628.44	-4071.08	3350.44	-8376.11	4978.88	-12447.19
4.00	1649.88	-4124.71	3432.27	-8580.69	5082.15	-12705.4
4.50	1696.96	-4242.42	3514.88	-8787.21	5211.84	-13029.63
5.00	1724.02	-4310.03	3560.04	-8900.1	5284.06	-13210.13
5.50	1763.11	-4407.77	3644	-9110.02	5407.11	-13517.79
6.00	1795.36	-4488.4	3690.41	-9226	5485.77	-13714.4
6.50	1826.11	-4565.27	3737.3	-9343.23	5563.41	-13908.5
7.00	1830.68	-4576.69	3746.31	-9365.77	5576.99	-13942.46
7.50	1846.95	-4617.36	3794.26	-9485.65	5641.21	-14103.01
8.00	1874.93	-4687.32	3804.12	-9510.29	5679.05	-14197.61
8.50	1914.63	-4786.58	3814.36	-9535.88	5728.99	-14322.46
9.00	1913.86	-4784.64	3824.97	-9562.42	5738.83	-14347.06
9.50	1924.53	-4811.33	3836.04	-9590.09	5760.57	-14401.42
10.00	1894.15	-4735.36	3808.39	-9520.99	5702.54	-14256.35
10.50	1908.13	-4770.33	3781	-9452.51	5689.13	-14222.84
11.00	1900.19	-4750.46	3753.84	-9384.59	5654.03	-14135.05
11.50	1883.83	-4709.58	3726.82	-9317.03	5610.65	-14026.61
12.00	1831.46	-4578.66	3700.07	-9250.17	5531.53	-13828.83
12.50	1822.67	-4556.68	3634.04	-9085.12	5456.71	-13641.8
13.00	1751.78	-4379.43	3565.05	-8912.62	5316.83	-13292.05
13.50	1699.4	-4248.5	3479.01	-8697.54	5178.41	-12946.04
14.00	1657.78	-4144.44	3392.96	-8482.39	5050.74	-12626.83
14.50	1626.92	-4067.32	3306.97	-8267.42	4933.89	-12334.74
15.00	1606.79	-4016.97	3220.97	-8052.44	4827.76	-12069.41

El signo (-) significa compresión

ANEXO 2 EJEMPLO DE DISEÑO SEGÚN CCP-14

Se presenta el diseño para una viga de 30m de luz y un ancho de calzada de 16m

GEOMETRIA DE LA SECCION TRASVERSAL

Lp=	30	m
Ap=	16	m
Ab=	0.35	m

f'c =	28	MPa
fy =	420	MPa

ALTURA DE LA VIGA

hv =	2.1	m
hv =	2.1	m

NUMERO DE VIGAS

Nv (1) =	6.68
Nv (2) =	5.57
Nv =	6

SEPARACION DE VIGAS

Sv (1) =	2.84	m
Sv (2) =	-8.24	m
Sv =	2.85	m

Lv =	1.225	m
z =	1.33	m
fi =	1.58	
fe =	1.56	

ANCHO DE VIGAS

bv (1) =	0.48	m
bv (2) =	0.41	m
bv =	0.45	m

ANCHO DE RIOSTRA

br (1) =	0.18	m
br (2) =	0.23	m
br =	0.25	m
BIEN br >=0.25m		

VIAS DE CIRCULACION

Nvc =	4	
-------	---	--

DISEÑO DE VOLADIZO

DATOS DE ENTRADA

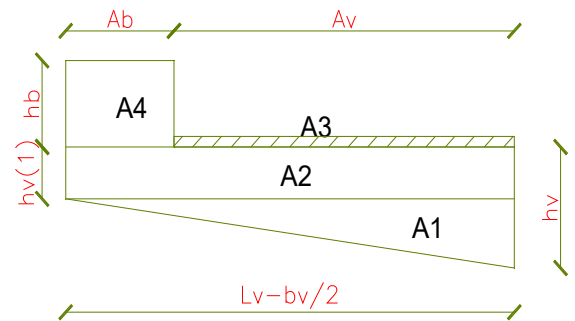
Ab =	0.35	m	
Av =	0.65	m	CCP14-13.11.2
Lv- bv/2 =	1	m	
hb =	0.25	m	
hv (1) =	0.21	m	CCP14-13.7.3.1.2

AVALUO DE CARGA VIVA

x =	0.35	m	CCP14-3.6.1.3.1
m	1.2		CCP14-3.6.1.1.2
E(ancho franja) =	1.43	m	CCP14-4.6.2.1.3
P=	80	kN	
M =	23.47	kN-m	
I =	0.3		
M(L+l)=	30.51	kN-m	
V(L+l)=	104	kN	

F.M =	1.75		CCP14 3.4.1-1
M(L+l)u=	53.4	kN-m	
V(L+l)u=	182	kN	

IMPACTO SOBRE BARANDA



TIPO	CAMION SISTERNA	
NIVEL ENSAYO	TL-6	
G =	2.05	m
W=	355	kN
B=	2.45	m
Ft=	780	kN
He(cal) =	1.49	m
He(min) =	1.42	m
He(adop) =	1.49	m
Y=	0.12	m
M =	93.6	kN-m
F.M =	1	
Mu =	93.6	kN-m

CCP14 3.4.1-1

ALTURA DEL VOLADIZO

$\phi V_c =$	886.86	kN/m ²
d =	0.24	m
h =	0.3	m
hvol=	0.3	m

AVALUO DE CARGA MUERTA

SECCION	B (m)	L (m)	A (m ²)	W (kN)	x (m)	M (kN-m)	F.M	Vu (kN)	Mu (kN-m)
A1	1	0.09	0.05	1.2	0.33	0.4	1.25	1.5	0.50
A2	1	0.21	0.21	5.04	0.5	2.52	1.25	6.3	3.15
A3(ASFALTO)	0.65	0.05	0.03	0.66	0.33	0.22	1.5	0.99	0.33
A4	0.35	0.25	0.09	2.16	0.83	1.79	1.25	2.7	2.24
A5(BARANDA)				0.3	0.83	0.25	1.25	0.375	0.31
TOTAL			0.38	9.36		5.18		11.865	6.53

CCP14 3.4.1-1

M(D)=	5.18	kN-m
V(D)=	9.36	kN

M(D) _u =	6.53	kN-m
V(D) _u =	11.865	kN

ESFUERZOS ULTIMOS

hl =	0.95		CCP14 1.3.2
V(U)=	184.2	kN	
M(U)=	145.8	kN-m	
b =	1	m	
d =	0.24	m	
p=	0.00715		

CALCULO DE pmin

fr =	3280.73	kN/m2	CCP14 -5.4.2.6
l=	0.00225	m4	
Sc =	0.015	m3	
g1 =	1.6		CCP14 -5.7.3.3.2
g3 =	0.67		CCP14 -5.7.3.3.2
Mcr =	84.41	kN-m	
p min =	0.00402		

REFUERZO EN VOLADIZO

b =	1	m
p =	0.00715	
d ó h =	0.24	m
As =	1716	mm2/m

DISEÑO PLACA ENTREVIGAS

Sv =	2.85	m
β =	1.2	

tmin =	0.175	m	CCP14-2.5.2.6.3
t =	0.2	m	

AVALUO CARGA MUERTA

ITEM	t (m)	W (kN/m)	M (kN-m)	F.M	Mu (kN-m)
PESO PROPIO	0.2	4.80	3.9	1.25	4.88
ASFALTO	0.05	1.10	0.89	1.5	1.34
TOTAL		5.90	4.79		6.21

CCP14
3.4.1-1

AVALUO CARGA VIVA

Sv =	2.85	m
bv =	0.45	m
L =	2.40	m
l =	0.3	
E(ancho franja) =	2.23	m (M+)
E(ancho franja) =	1.93	m (M-)
m un carril =	1.2	
m dos carriles =	1	
P =	80	kN

CCP14-4.6.2.1.3

CCP14-3.6.1.1.2

CCP14-3.6.1.1.2

MOMENTO POSITIVO		
w =		kN
CARGA	P(kN)	X (m)
P1	43.1	
		1.8
P2	43.1	
TOTAL	86.2	

M(-) UN CARRIL CARGADO		
w =		kN
CARGA	P(kN)	X (m)
P1	49.68	
		1.8
P2	49.68	
TOTAL	99.36	

x =	0.90	m
c =	0.45	m
Ra =	56.71	kN
Mmax =	55.29	kN-m
l =	0.3	
Mmax =	71.88	kN-m
F.M =	1.75	CCP14 3.4.1-1
Mu =	125.79	kN-m

x =	0.90	m
c =	0.45	m
a =	-0.40	
b =	0.23	
d =	0.989	
e =	-0.40	

M(-) DOS CARRILES CARGADO		
w =		kN
CARGA	P(kN)	X (m)
P1	41.40	
		1.8
P2	41.40	
		1.2
P3	41.40	
		1.8
P4	41.40	
TOTAL	165.60	

Mmax =	60.66	kN-m
l =	0.3	
Mmax =	78.86	kN-m
F.M =	1.75	CCP14 3.4.1-1
Mu =	138.01	kN-m

x =	0.60	m
c =	0.30	m
a =	-0.43	
b =	-0.358	

d =	0.447	
e =	0.984	
f =	-0.011	
g =	-0.43	
Mmax =	44.01	kN-m
l =	0.3	
Mmax =	57.22	kN-m
F.M =	1.75	CCP14 3.4.1-1
Mu =	100.13	kN-m

hl =	0.95	CCP14 1.3.2
------	------	----------------

REFUERZO PRINCIPAL PLACA

LUGAR	Mu (kN-m)	b (m)	d (m)	p	As(mm2/m)
INFERIOR	125.40	1	0.14	0.02073	2902
SUPERIO APOYOS	137.01	1	0.15	0.01946	2919

Ec =	24870062.32	kN/m2
Es =	197000000	kN/m2
n =	7.92	

LUGAR	M (kN-m)	As(m2 /m)	d(m)	x(m)	lcr (m4)	fs(Mpa)	bs
INFERIOR	100.39	0.002 9020	0.14	0.059	0.000263549	244.40	1.79
SUPERIO APOYOS	109.67	0.002 9190	0.15	0.063	0.000307373	245.89	1.63

eje
neutro

CCP14- B5.7.3.4

LUGAR	S<=
INFERIOR	1.06
SUPERIO APOYOS	1.59

REFUERZO SECUNDARIO PLACA

LUGAR	As(mm2/ m)	%	As(mm2/ m)
INFERIOR	2902	67.00	1944.34
SUPERIO APOYOS	2919	67.00	1955.73

CCP14- 9.7.3.2

FUERZAS ACTUANTES VIGA EXTERIOR

AVALUO DE CARGA MUERTA

Lp =	30	m
------	----	---

PESO PROPIO						
ITEM	b (m)	h (m)	W (kN/m)	M (kN-m)	F.M.	Mu (kN-m)
PLACA	2.85	0.2	13.68	1539	1.25	1923.8
VIGA	0.45	1.9	20.52	2308.5	1.25	2885.6
TOTAL			34.2	3847.5		4809.4
					CCP14 3.4.1-1	

Nv =	6
------	---

MUERTAS POSTERIORES						
ITEM	b (m)	h (m)	W (kN/m)	M (kN-m)	F.M.	Mu (kN-m)
BORDILLO	0.35	0.25	0.7	78.75	1.25	98.4
PAVIMENTO	16	0.05	2.93	330	1.5	495.0
BARANDAS			1.00	112.5	1.25	593.4
TOTAL			4.6	521.3	CCP14 3.4.1-1	1186.9

MUERTA RIOSTRA

br =	0.25	m
hr =	1.65	m
lr =	2.40	m
P =	23.76	kN
M =	178.20	kN-m
F.M.	1.25	
Mu	222.75	(kN-m)

AVALUO DE CARGA VIVA-MOMENTO

Lp =	30	m
------	----	---

CAMION	CCP14
--------	-------

l =	0.23
-----	------

CAMION

CARGA	P(kN)	X (m)
P1	160	4.3
P2	160	4.3
P3	40	4.3

LINEA DE CARGA

W =	10.3	kN/m
M =	1158.75	kN-m
l =	0.23	
Mmax =	1425.26	kN-m

TADEM

TOTAL	360	8.6
-------	-----	-----

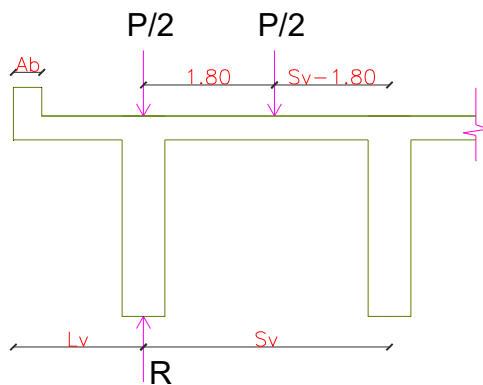
x =	2.87	m
c =	0.72	m
Ra =	188.60	kN
Mmax =	2276.16	kN-m
l =	0.23	
Mmax =	2799.68	kN-m

CARGA	P(kN)	X (m)
P1	125	
		1.2
P2	125	
TOTAL	250	

x =	0.60	m
c =	0.30	m
Ra =	127.50	kN
Mmax =	1800.75	kN-m
l =	0.23	
Mmax =	2214.92	kN-m

UN CARRIL CARGADO

m =	1.20	CCP14 TABLA 3.6.1.1.2-1
-----	------	-------------------------



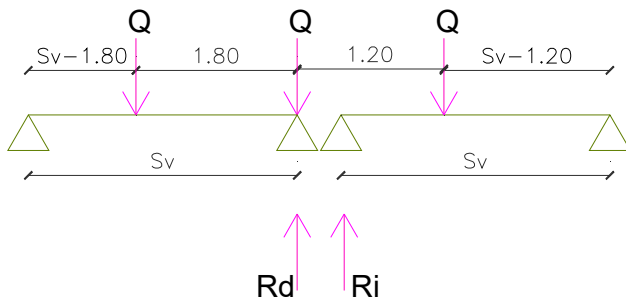
Sv =	2.85	m
R =	0.68	P
g =	0.68	CCP14 - 4.6.2.2.2d

DOS O MAS CARGADOS

de =	650	mm
e =	1	
kg =	1.4589E+1	mm ⁴
ts =	200	mm
Sv =	2850	mm
L =	30000	mm
gi(1 carril) =	0.56	CCP14 - 4.6.2.2.2b
gi(dos o mas carril) =	0.82	CCP14 - 4.6.2.2.2b
gi =	0.56	CCP14 - 4.6.2.2.2b

gi =	0.56	CCP14 - 4.6.2.2.2d
------	------	--------------------

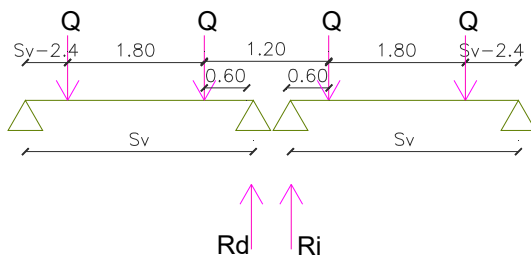
OPCION 1



Sv =	2.85	m
Sv-1.80 =	1.05	m
Sv-1.20 =	1.65	m
Rd =	1.37	Q
Ri =	0.58	Q
gi =	1.95	

gi =	1.95	CCP14 - 4.6.2.2.d
REGLA DE LA PALANCA		

OPCION 2



Sv =	2.85	m
Sv-2.40 =	1.05	m
Rd =	1.37	Q
Ri =	1.37	Q
gi =	2.74	

gi =	0.56
------	------

CCP14		
CAMION+L.C.	4224.94	kN-m
TANDEM+L.C.	2850.53	kN-m
MAX =	4224.94	kN-m
gi =	0.68	
ML =	2889.86	kN-m

AVALUO DE CARGA VIVA-CORTANTE

Lp =	30	m
------	----	---

I=	0.23	
----	------	--

CAMION APOYO

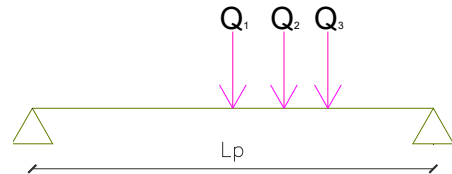
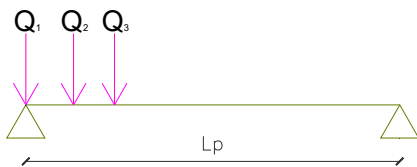
CARGA	P(kN)	X (m)
Q1	160	4.3
Q2	160	4.3
Q3	40	
TOTAL	360	8.6

CAMION CENTRO

CARGA	P(kN)	X (m)
Q1	160	4.3
Q2	160	4.3
Q3	40	
TOTAL	360	8.6

V =	325.60	kN
I=	0.23	
V =	400.49	kN

V =	145.60	kN
I=	0.23	
V =	179.09	kN



LINEA DE CARGA APOYO

W =	10.3	kN-m
V =	154.5	kN
I=	0.23	
V =	190.04	kN

LINEA DE CARGA CENTRO

W =	10.3	kN-m
V =	0	kN
I=	0.23	
V =	0.00	kN

TAMDEN APOYO

CARGA	P(kN)	X (m)
Q1	125	1.2
Q2	125	
TOTAL	250	1.2

TANDEM CENTRO

CARGA	P(kN)	X (m)
Q1	125	1.2
Q2	125	
TOTAL	250	1.2

V =	245.00	kN
I=	0.23	
V =	301.35	kN
ITEM	X = 0	X = LP/2
CAMION + L.C	590.52	179.09
TANDEM +L.C.	491.39	224.48
MAX	590.52	224.48

V =	182.50	kN
I=	0.23	
V =	224.48	kN

UN CARRIL CARGADO		
Sv =	2850.00	m
gi =	0.74	CCP14-4.6.2.2.3

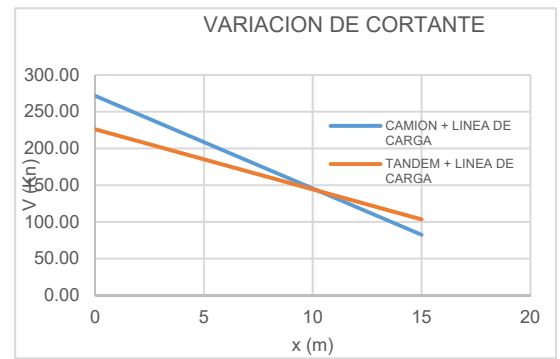
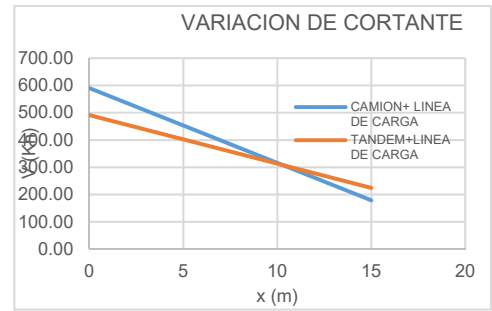
DOS O MAS CARRIL CARGADO		
Sv =	2850	m
gi =	0.92	CCP14-4.6.2.2.3

gi =	0.56	REGLA DE LA PALANCA
------	------	---------------------

de =	650	mm
e =	0.8166666 67	CCP14-4.6.2.2.3b
ge =	0.46	CCP14-4.6.2.2.3b

g =	0.46	
-----	------	--

ITEM	X = 0	X = LP/2
CAMION + L.C	271.64	82.38
TANDEM + L.C.	226.04	103.26
MAX	271.64	103.26

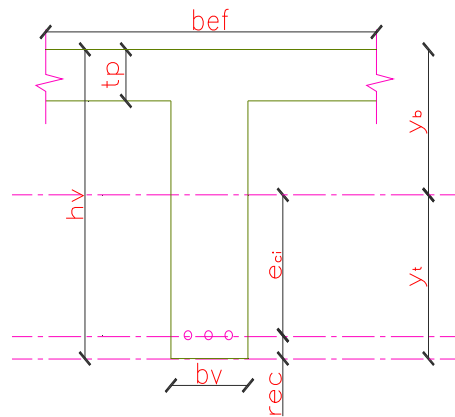


DISEÑO DEL PREESFORZADO VIGA EXTERIOR PRIMER TENSIONAMIENTO

GEOMETRIA DE LA VIGA

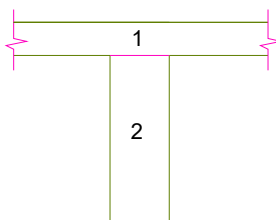
MATERIALES

f'c =	28000	kPa
fy =	420000	kPa
fpu =	1864000	kPa
fpy =	1584400	kPa
Ec =	24870062.32	kPa
Es =	197000000	kPa
Tadm cable =	120	kPa



bv =	0.45	m
tp =	0.2	m
hv =	2.1	m
rec =	0.24	m
bef =	2.85	m

INERCIA DE LA VIGA



SECCION	b (m)	h (m)	AREA (m ²)	Y (m)
1	2.85	0.2	0.57	2.00
2	0.45	1.9	0.86	0.95
TOTAL			1.425	

SECCION	AREA*Y (m ³)	Iyy(m ⁴)	d (m)	A*d*d
1	1.14	0.0019	0.63	0.23
2	0.81	0.2572	0.53	0.24
TOTAL	1.95	0.2591		0.47

yt =	1.37	m
yb =	0.73	m
Iyy =	0.7255	m ⁴
eci =	1.13	m

PRIMER TENSIONAMIENTO

PESO PROPIO					
ABS	X (m)	M (kN-m)	fb (kN/m2)	ft (kN/m2)	fcir(kN/m2)
0	0	0	0	0	0
Lp/2	15	4025.70	4050.59	7601.78	6270.09

T =	2680.89	kN
No. Torones	23	
No. Ductos 12	2	

Aston =	98.71	mm2
AS preesf =	2397.07	mm2
N torones =	25	

CABLE	yo	yci	Curva	Recta	CANTIDAD	Asen. Cuña	As	fpj	Pj
	m	m	m	m	TORONES	m	m2	kN/m2	kN
1	1.37	0.21	13.0	2.0	10	0.01	0.0009871	1304800	1288.0
2	1.11	0.21	13.0	2.0	10	0.01	0.0009871	1304800	1288.0
3	1.11	0.16	13.0	2.0	5	0.01	0.0004936	1304800	644.0
TOTAL					25		0.0024678		

CABLE	X0	X1	Y0	Y1	A	B	α	k	μ
1	0	13.0	1.37	0.21	0.00686391	0.21	0.0137	0.0025	0.2
2	0	13.0	1.11	0.21	0.00532544	0.21	0.0107	0.0025	0.2
3	0	13.0	1.11	0.16	0.0056213	0.16	0.0112	0.0025	0.2

PERDIDAS DE CABLE 1

ABSCISA (m)	PERDIDAS FRICCION		PERDIDAS POR ANCLAJE			PERDIDAS ELASTICO		
	P (kN)	f (kN/m2)	$\Delta P_{cuña}$	Po (kN)	f (kN/m2)	ΔE (kN)	Po (kN)	f (kN/m2)
0.00	1287.97	1304800.00	165.64	1122.33	1136997.26	24.51	1097.82	1112166.95
0.50	1284.59	1301377.77	159.10	1125.49	1140198.56	24.51	1100.98	1115368.25
1.00	1281.23	1297973.86	152.57	1128.66	1143409.99	24.51	1104.15	1118579.68
1.50	1277.87	1294569.95	146.03	1131.84	1146631.55	24.51	1107.33	1121801.24
2.00	1274.53	1291186.30	139.49	1135.04	1149873.37	24.51	1110.53	1125043.06
2.50	1271.19	1287802.65	132.96	1138.23	1153105.06	24.51	1113.72	1128274.74
3.00	1267.86	1284429.14	126.42	1141.44	1156357.01	24.51	1116.93	1131526.69
3.50	1264.54	1281065.75	119.88	1144.66	1159619.09	24.51	1120.15	1134788.78
4.00	1261.23	1277712.49	113.35	1147.88	1162881.17	24.51	1123.37	1138050.86
4.50	1257.92	1274359.23	106.81	1151.11	1166153.38	24.51	1126.60	1141323.07
5.00	1254.63	1271026.24	100.27	1154.36	1169445.85	24.51	1129.85	1144615.54

5.50	1251.34	1267693.24	93.74	1157.60	1172728.19	24.51	1133.09	1147897.88
6.00	1248.06	1264370.38	87.20	1160.86	1176030.80	24.51	1136.35	1151200.49
6.50	1244.79	1261057.64	80.66	1164.13	1179343.53	24.51	1139.62	1154513.22
7.00	1241.53	1257755.04	74.13	1167.40	1182656.27	24.51	1142.89	1157825.95
7.50	1238.28	1254462.57	67.59	1170.69	1185989.26	24.51	1146.18	1161158.95
8.00	1235.04	1251180.22	61.05	1173.99	1189332.39	24.51	1149.48	1164502.08
8.50	1231.80	1247897.88	54.52	1177.28	1192665.38	24.51	1152.77	1167835.07
9.00	1228.58	1244635.80	47.98	1180.60	1196028.77	24.51	1156.09	1171198.46
9.50	1225.36	1241373.72	41.44	1183.92	1199392.16	24.51	1159.41	1174561.85
10.00	1222.15	1238121.77	34.91	1187.24	1202755.55	24.51	1162.73	1177925.24
10.50	1218.95	1234879.95	28.37	1190.58	1206139.20	24.51	1166.07	1181308.88
11.00	1215.75	1231638.13	21.83	1193.92	1209522.84	24.51	1169.41	1184692.53
11.50	1212.57	1228416.57	15.30	1197.27	1212916.62	24.51	1172.76	1188086.31
12.00	1209.39	1225195.02	8.76	1200.63	1216320.53	24.51	1176.12	1191490.22
12.50	1206.23	1221993.72	2.22	1204.01	1219744.71	24.51	1179.50	1194914.40
13.00	1203.07	1218792.42	0.00	1203.07	1218792.42	24.51	1178.56	1193962.11
13.50	1201.57	1217272.82	0.00	1201.57	1217272.82	24.51	1177.06	1192442.51
14.00	1200.07	1215753.22	0.00	1200.07	1215753.22	24.51	1175.56	1190922.91
14.50	1198.57	1214233.61	0.00	1198.57	1214233.61	24.51	1174.06	1189403.30
15.00	1197.07	1212714.01	0.00	1197.07	1212714.01	24.51	1172.56	1187883.70

Z=	92085.99	kN/m ²
L=	15.00	m
X=	12.67	m
Px=	1205.15	kN
Po-Px=	82.82	kN

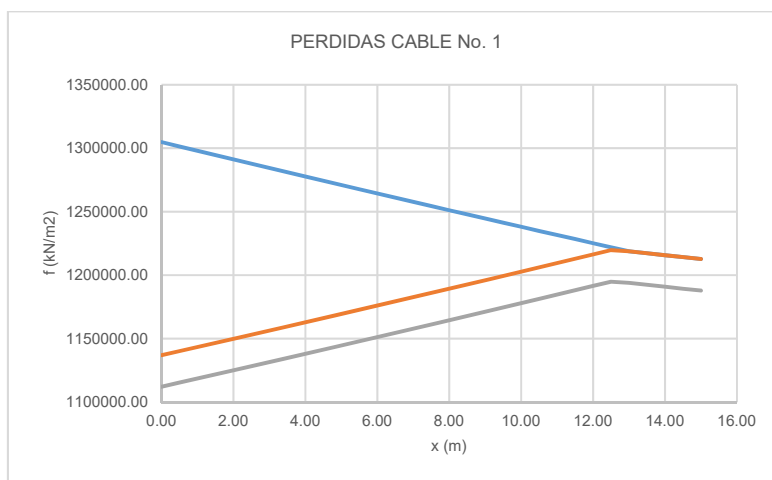


Fig. 73 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 1 SEGÚN CCP14

PERDIDAS DE CABLE 2

ABSCISA (m)	PERDIDAS FRICCION		PERDIDAS POR ANCLAJE			PERDIDAS ELASTICO		
	P (kN)	f (kN/m2)	$\Delta P_{cuña}$	Po (kN)	f (kN/m2)	ΔE (kN)	Po (kN)	f (kN/m2)
0.00	1287.97	1304800.00	154.86	1133.11	1147918.14	24.51	1108.60	1123087.83
0.50	1284.99	1301783.00	149.08	1135.91	1150754.74	24.51	1111.40	1125924.43
1.00	1282.02	1298774.19	143.29	1138.73	1153611.59	24.51	1114.22	1128781.28
1.50	1279.05	1295765.37	137.51	1141.54	1156458.31	24.51	1117.03	1131628
2.00	1276.10	1292776.82	131.73	1144.37	1159325.30	24.51	1119.86	1134494.99
2.50	1273.15	1289788.27	125.95	1147.20	1162192.28	24.51	1122.69	1137361.97
3.00	1270.20	1286799.72	120.16	1150.04	1165069.40	24.51	1125.53	1140239.08
3.50	1267.26	1283821.29	114.38	1152.88	1167946.51	24.51	1128.37	1143116.2
4.00	1264.33	1280853.00	108.60	1155.73	1170833.76	24.51	1131.22	1146003.44
4.50	1261.41	1277894.84	102.82	1158.59	1173731.13	24.51	1134.08	1148900.82
5.00	1258.49	1274936.68	97.03	1161.46	1176638.64	24.51	1136.95	1151808.33
5.50	1255.58	1271988.65	91.25	1164.33	1179546.15	24.51	1139.82	1154715.83
6.00	1252.68	1269050.75	85.47	1167.21	1182463.78	24.51	1142.70	1157633.47
6.50	1249.78	1266112.86	79.69	1170.09	1185381.42	24.51	1145.58	1160551.11
7.00	1246.89	1263185.09	73.90	1172.99	1188319.32	24.51	1148.48	1163489.01
7.50	1244.01	1260267.45	68.12	1175.89	1191257.22	24.51	1151.38	1166426.91
8.00	1241.13	1257349.81	62.34	1178.79	1194195.12	24.51	1154.28	1169364.81
8.50	1238.26	1254442.31	56.55	1181.71	1197153.28	24.51	1157.20	1172322.97
9.00	1235.40	1251544.93	50.77	1184.63	1200111.44	24.51	1160.12	1175281.13
9.50	1232.54	1248647.55	44.99	1187.55	1203069.60	24.51	1163.04	1178239.29
10.00	1229.69	1245760.31	39.21	1190.48	1206037.89	24.51	1165.97	1181207.58
10.50	1226.85	1242883.19	33.42	1193.43	1209026.44	24.51	1168.92	1184196.13
11.00	1224.01	1240006.08	27.64	1196.37	1212004.86	24.51	1171.86	1187174.55
11.50	1221.18	1237139.09	21.86	1199.32	1214993.42	24.51	1174.81	1190163.1
12.00	1218.36	1234282.24	16.08	1202.28	1217992.10	24.51	1177.77	1193161.79
12.50	1215.54	1231425.39	10.29	1205.25	1221000.91	24.51	1180.74	1196170.6
13.00	1212.73	1228578.66	4.51	1208.22	1224009.73	24.51	1183.71	1199179.41
13.50	1211.22	1227048.93	0.00	1211.22	1227048.93	24.51	1186.71	1202218.62
14.00	1209.70	1225509.07	0.00	1209.70	1225509.07	24.51	1185.19	1200678.76
14.50	1208.19	1223979.33	0.00	1208.19	1223979.33	24.51	1183.68	1199149.02
15.00	1206.68	1222449.60	0.00	1206.68	1222449.60	24.51	1182.17	1197619.29

Z=	82350.40	kN/m2
L=	15.00	m
X=	13.39	m
Px=	1210.54	kN
Po-Px=	77.43	kN

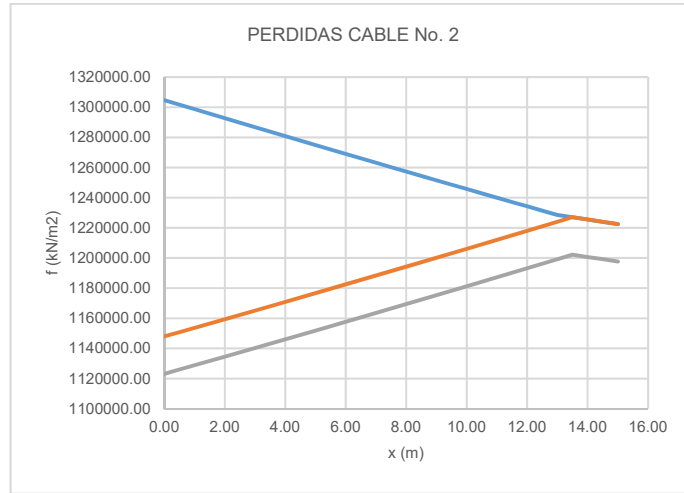


Fig. 74 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 2 SEGÚN CCP14

PERDIDAS DE CABLE 3

ABSCISA (m)	PERDIDAS FRICCIÓN		PERDIDAS POR ANCLAJE			PERDIDAS ELÁSTICO		
	P (kN)	f (kN/m ²)	ΔPcuña	Po (kN)	f (kN/m ²)	ΔE (kN)	Po (kN)	f (kN/m ²)
0.00	643.98	1304800.00	78.48	565.50	1145780.57	12.26	553.24	1120940.13
0.50	642.46	1301712.09	75.52	566.94	1148698.21	12.26	554.68	1123857.77
1.00	640.93	1298612.10	72.55	568.38	1151615.84	12.26	556.12	1126775.4
1.50	639.41	1295532.37	69.59	569.82	1154533.48	12.26	557.56	1129693.04
2.00	637.90	1292472.90	66.63	571.27	1157471.38	12.26	559.01	1132630.94
2.50	636.38	1289393.17	63.66	572.72	1160409.28	12.26	560.46	1135568.84
3.00	634.88	1286353.97	60.70	574.18	1163367.44	12.26	561.92	1138527
3.50	633.37	1283294.50	57.73	575.64	1166325.60	12.26	563.38	1141485.16
4.00	631.87	1280255.29	54.77	577.10	1169283.76	12.26	564.84	1144443.32
4.50	630.37	1277216.09	51.81	578.56	1172241.92	12.26	566.30	1147401.48
5.00	628.87	1274176.88	48.84	580.03	1175220.34	12.26	567.77	1150379.9
5.50	627.38	1271157.94	45.88	581.50	1178198.76	12.26	569.24	1153358.32
6.00	625.90	1268159.25	42.92	582.98	1181197.45	12.26	570.72	1156357.01
6.50	624.41	1265140.31	39.95	584.46	1184196.13	12.26	572.20	1159355.69
7.00	622.93	1262141.63	36.99	585.94	1187194.81	12.26	573.68	1162354.37
7.50	621.45	1259142.94	34.02	587.43	1190213.76	12.26	575.17	1165373.32
8.00	619.98	1256164.52	31.06	588.92	1193232.70	12.26	576.66	1168392.26
8.50	618.51	1253186.10	28.10	590.41	1196251.65	12.26	578.15	1171411.2
9.00	617.04	1250207.68	25.13	591.91	1199290.85	12.26	579.65	1174450.41
9.50	615.58	1247249.52	22.17	593.41	1202330.06	12.26	581.15	1177489.62

10.00	614.12	1244291.36	19.21	594.91	1205369.26	12.26	582.65	1180528.82
10.50	612.66	1241333.20	16.24	596.42	1208428.73	12.26	584.16	1183588.29
11.00	611.21	1238395.30	13.28	597.93	1211488.20	12.26	585.67	1186647.76
11.50	609.76	1235457.40	10.31	599.45	1214567.93	12.26	587.19	1189727.48
12.00	608.31	1232519.50	7.35	600.96	1217627.39	12.26	588.70	1192786.95
12.50	606.87	1229601.86	4.39	602.48	1220707.12	12.26	590.22	1195866.68
13.00	605.43	1226684.23	1.42	604.01	1223807.11	12.26	591.75	1198966.67
13.50	604.67	1225144.36	0.00	604.67	1225144.36	12.26	592.41	1200303.92
14.00	603.92	1223624.76	0.00	603.92	1223624.76	12.26	591.66	1198784.32
14.50	603.16	1222084.90	0.00	603.16	1222084.90	12.26	590.90	1197244.45
15.00	602.41	1220565.29	0.00	602.41	1220565.29	12.26	590.15	1195724.85

Z=	84234.71	kN/m ²
L=	15.00	m
X=	13.24	m
Px=	604.74	kN
Po-Px=	39.24	kN

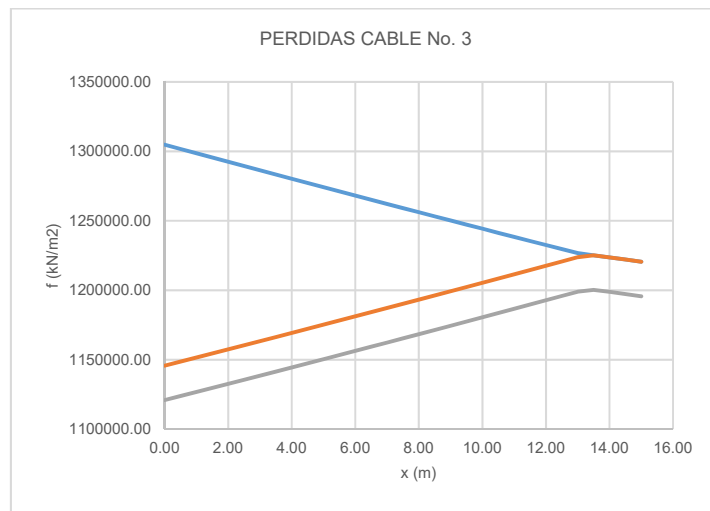


Fig. 75 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 3 SEGÚN CCP14

MOMENTO EN LA VIGA DEBIDO A LOS CABLES

ABSCISA	CABLE 1	CABLE 2	CABLE 3	PTOTAL	CABLE 1			CABLE 2			CABLE 3		
	kN/m2	kN/m2	kN/m2	kN	y(m)	e (m)	M (kN-m)	y(m)	e (m)	M (kN-m)	y(m)	e (m)	M (kN-m)
0.00	1112166.95	1123087.83	1120940.13	2759.66	1.37	0	0	1.11	0.26	288.24	1.11	0.26	143.8
0.50	1115368.25	1125924.43	1123857.77	2767.06	1.28	0.09	99.09	1.04	0.33	366.76	1.04	0.33	183.0
1.00	1118579.68	1128781.28	1126775.4	2774.49	1.2	0.17	187.71	0.98	0.39	434.55	0.97	0.4	222.5
1.50	1121801.24	1131628	1129693.04	2781.92	1.12	0.25	276.83	0.91	0.46	513.83	0.9	0.47	262.1
2.00	1125043.06	1134494.99	1132630.94	2789.4	1.04	0.33	366.47	0.85	0.52	582.33	0.84	0.53	296.3
2.50	1128274.74	1137361.97	1135568.84	2796.87	0.97	0.4	445.49	0.8	0.57	639.93	0.78	0.59	330.7
3.00	1131526.69	1140239.08	1138527	2804.38	0.9	0.47	524.96	0.74	0.63	709.08	0.72	0.65	365.3
3.50	1134788.78	1143116.2	1141485.16	2811.9	0.83	0.54	604.88	0.69	0.68	767.29	0.67	0.7	394.4
4.00	1138050.86	1146003.44	1144443.32	2819.43	0.77	0.6	674.02	0.64	0.73	825.79	0.62	0.75	423.6
4.50	1141323.07	1148900.82	1147401.48	2826.98	0.71	0.66	743.56	0.59	0.78	884.58	0.57	0.8	453.0
5.00	1144615.54	1151808.33	1150379.9	2834.57	0.65	0.72	813.49	0.55	0.82	932.3	0.52	0.85	482.6
5.50	1147897.88	1154715.83	1153358.32	2842.15	0.6	0.77	872.48	0.51	0.86	980.25	0.48	0.89	506.6
6.00	1151200.49	1157633.47	1156357.01	2849.77	0.55	0.82	931.81	0.47	0.9	1028.43	0.44	0.93	530.8
6.50	1154513.22	1160551.11	1159355.69	2857.4	0.5	0.87	991.47	0.43	0.94	1076.85	0.4	0.97	555.0
7.00	1157825.95	1163489.01	1162354.37	2865.05	0.46	0.91	1040.03	0.4	0.97	1114.03	0.36	1.01	579.4
7.50	1161158.95	1166426.91	1165373.32	2872.73	0.42	0.95	1088.87	0.37	1	1151.38	0.33	1.04	598.2
8.00	1164502.08	1169364.81	1168392.26	2880.42	0.38	0.99	1137.99	0.34	1.03	1188.91	0.3	1.07	617.0
8.50	1167835.07	1172322.97	1171411.2	2888.12	0.35	1.02	1175.83	0.32	1.05	1215.06	0.27	1.1	636.0
9.00	1171198.46	1175281.13	1174450.41	2895.86	0.32	1.05	1213.89	0.3	1.07	1241.33	0.25	1.12	649.2
9.50	1174561.85	1178239.29	1177489.62	2903.6	0.29	1.08	1252.16	0.28	1.09	1267.71	0.23	1.14	662.5
10.00	1177925.24	1181207.58	1180528.82	2911.35	0.27	1.1	1279	0.26	1.11	1294.23	0.21	1.16	675.9
10.50	1181308.88	1184196.13	1183588.29	2919.15	0.25	1.12	1306	0.24	1.13	1320.88	0.2	1.17	683.5

11.00	1184692.53	1187174.55	1186647.76	2926.94	0.24	1.13	1321.43	0.23	1.14	1335.92	0.18	1.19	697.0
11.50	1188086.31	1190163.1	1189727.48	2934.76	0.23	1.14	1336.95	0.22	1.15	1351.03	0.17	1.2	704.6
12.00	1191490.22	1193161.79	1192786.95	2942.59	0.22	1.15	1352.54	0.22	1.15	1354.44	0.17	1.2	706.4
12.50	1194914.4	1196170.6	1195866.68	2950.46	0.21	1.16	1368.22	0.21	1.16	1369.66	0.16	1.21	714.2
13.00	1193962.11	1199179.41	1198966.67	2954.02	0.21	1.16	1367.13	0.21	1.16	1373.1	0.16	1.21	716.02
13.50	1192442.51	1202218.62	1200303.92	2956.18	0.21	1.16	1365.39	0.21	1.16	1376.58	0.21	1.16	687.2
14.00	1190922.91	1200678.76	1198784.32	2952.41	0.21	1.16	1363.65	0.21	1.16	1374.82	0.21	1.16	686.33
14.50	1189403.3	1199149.02	1197244.45	2948.64	0.21	1.16	1361.91	0.21	1.16	1373.07	0.21	1.16	685.44
15.00	1187883.7	1197619.29	1195724.85	2944.88	0.21	1.16	1360.17	0.21	1.16	1371.32	0.21	1.16	684.57
0.70fpu=	1304800	1304800	1304800										

El signo (-) significa compresión

ESTADO DE ESFUERZOS DE LA VIGA PARA PRIMER TENSIONAMIENTO

ABSCISA	CABLES			PESO VIGA+PLACA			RIOSTRA			ESTADO DE ESFUERZO	
	MTOTAL (kN-m)	fb (kN/m ²)	ft (kN/m ²)	MTOTAL (kN-m)	fb (kN/m ²)	ft (kN/m ²)	MTOTAL (kN-m)	fb (kN/m ²)	ft (kN/m ²)	fb (kN/m ²)	ft (kN/m ²)
0.00	432.08	434.75	-815.9	0	0	0	0	0	0	434.75	-815.9
0.50	648.89	652.9	-1225.31	252.23	-253.79	476.29	5.94	-5.98	11.22	393.13	-737.8
1.00	844.71	849.93	-1595.08	495.9	-498.97	936.41	11.88	-11.95	22.43	339.01	-636.24
1.50	1052.71	1059.22	-1987.85	731.03	-735.55	1380.41	17.82	-17.93	33.65	305.74	-573.79
2.00	1245.08	1252.78	-2351.1	957.6	-963.52	1808.25	23.76	-23.91	44.87	265.35	-497.98
2.50	1416.09	1424.84	-2674.02	1175.62	-1182.89	2219.94	29.7	-29.88	56.08	212.07	-398
3.00	1599.29	1609.18	-3019.96	1385.1	-1393.66	2615.5	35.64	-35.86	67.3	179.66	-337.16
3.50	1766.54	1777.46	-3335.78	1586.02	-1595.82	2994.9	41.58	-41.84	78.52	139.8	-262.36
4.00	1923.44	1935.33	-3632.06	1778.4	-1789.39	3358.18	47.52	-47.81	89.73	98.13	-184.15
4.50	2081.18	2094.05	-3929.92	1962.22	-1974.35	3705.29	53.46	-53.79	100.95	65.91	-123.68

5.00	2228.39	2242.17	-4207.9	2137.5	-2150.71	4036.27	59.4	-59.77	112.17	31.69	-59.46
5.50	2359.35	2373.94	-4455.19	2304.23	-2318.47	4351.11	65.34	-65.74	123.38	-10.27	19.3
6.00	2491.01	2506.41	-4703.81	2462.4	-2477.62	4649.78	71.28	-71.72	134.6	-42.93	80.57
6.50	2623.35	2639.57	-4953.71	2612.02	-2628.17	4932.31	77.22	-77.7	145.82	-66.3	124.42
7.00	2733.48	2750.38	-5161.67	2753.1	-2770.12	5198.72	83.16	-83.67	157.03	-103.41	194.08
7.50	2838.43	2855.98	-5359.85	2885.63	-2903.47	5448.98	89.1	-89.65	168.25	-137.14	257.38
8.00	2943.93	2962.13	-5559.06	3009.6	-3028.2	5683.07	95.04	-95.63	179.47	-161.7	303.48
8.50	3026.85	3045.56	-5715.64	3125.02	-3144.34	5901.02	100.98	-101.6	190.68	-200.38	376.06
9.00	3104.43	3123.62	-5862.14	3231.9	-3251.88	6102.84	106.92	-107.58	201.9	-235.84	442.6
9.50	3182.38	3202.05	-6009.33	3330.23	-3350.82	6288.52	112.86	-113.56	213.12	-262.33	492.31
10.00	3249.1	3269.19	-6135.32	3420	-3441.14	6458.03	118.8	-119.53	224.33	-291.48	547.04
10.50	3310.35	3330.81	-6250.98	3501.23	-3522.87	6611.42	124.74	-125.51	235.55	-317.57	595.99
11.00	3354.3	3375.04	-6333.97	3573.9	-3595.99	6748.64	130.68	-131.49	246.76	-352.44	661.43
11.50	3392.61	3413.58	-6406.31	3638.02	-3660.51	6869.72	136.62	-137.46	257.98	-384.39	721.39
12.00	3413.42	3434.52	-6445.61	3693.6	-3716.43	6974.68	142.56	-143.44	269.2	-425.35	798.27
12.50	3452.05	3473.39	-6518.55	3740.63	-3763.75	7063.48	148.5	-149.42	280.41	-439.78	825.34
13.00	3456.25	3477.62	-6526.48	3779.1	-3802.46	7136.13	154.44	-155.39	291.63	-480.23	901.28
13.50	3429.17	3450.37	-6475.35	3809.02	-3832.57	7192.63	160.38	-161.37	302.85	-543.57	1020.13
14.00	3424.8	3445.97	-6467.1	3830.4	-3854.08	7233	166.32	-167.35	314.06	-575.46	1079.96
14.50	3420.42	3441.56	-6458.83	3843.23	-3866.99	7257.22	172.26	-173.32	325.28	-598.75	1123.67
15.00	3416.06	3437.18	-6450.59	3847.5	-3871.28	7265.29	178.2	-179.3	336.5	-613.4	1151.2

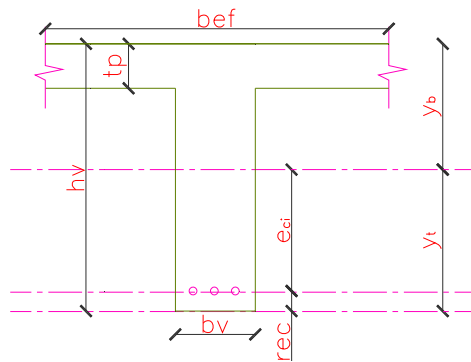
El signo (-) significa compresión

DISEÑO DEL PREENFORZADO VIGA EXTERIOR SEGUNDO TENSIONAMIENTO

GEOMETRIA DE LA VIGA

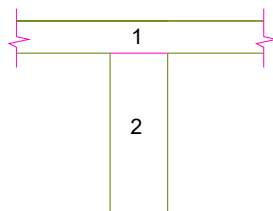
MATERIALES

f'c =	28000	kPa
fy =	420000	kPa
fpu =	1864000	kPa
fpv =	1584400	kPa
Ec =	24870062.32	kPa
Es =	197000000	kPa
Tadm cable =	120	kPa



bv =	0.45	m
tp =	0.2	m
hv =	2.1	m
rec =	0.08	m
bef =	2.85	m

INERCIA DE LA VIGA



SECCION	b (m)	h (m)	AREA (m2)	Y (m)
1	2.85	0.2	0.57	2.00
2	0.45	1.9	0.86	0.95
TOTAL			1.425	

SECCION	AREA*Y (m3)	Iyy(m4)	d (m)	A*d*d
1	1.14	0.0019	0.63	0.23
2	0.81	0.2572	0.53	0.24
TOTAL	1.95	0.2591		0.47

yt =	1.37	m
yb =	0.73	m
Iyy =	0.7255	m4
eci =	1.29	m

		CARGA VIVA+ CARGAS MUERTAS POSTERIORES			
ABS	X (m)	M (kN-m)	fb (kN/m2)	ft (kN/m2)	fcir(kN/m2)
0	0	0	0	0	0
Lp/2	15	3411.11	3432.20	6441.25	6065.12

T =	2052.87	kN
No. Torones	18	
No. Ductos 12	2	

Aston =	98.71	mm2
AS preesf =	1835.54	mm2
N torones =	19	

CABLE	yo	yci	Curva	Recta	CANTIDAD	Asen. Cuña	As	fpj	Pj
	m	m	m	m	TORONES	m	m2	kN/m2	kN
4	0.81	0.08	13.0	2.0	8	0.01	0.00112	1304800	1461.4
5	0.81	0.08	13.0	2.0	8	0.01	0.00112	1304800	1461.4
6	0.51	0.08	13.0	2.0	3	0.01	0.00042	1304800	548.0
					TOTAL		0.00266		

PERDIDAS DE CABLE 4

ABSCISA (m)	PERDIDAS FRICCION		PERDIDAS POR ANCLAJE			PERDIDAS ELASTICO		
	P (kN)	f (kN/m2)	$\Delta P_{cuña}$	Po (kN)	f (kN/m2)	ΔE (kN)	Po (kN)	f (kN/m2)
0.00	1461.38	1304800.00	167.40	1293.98	1155339.29	26.90	1267.08	1131321.43
0.50	1458.29	1302044.64	161.40	1296.89	1157937.50	26.90	1269.99	1133919.64
1.00	1455.21	1299294.64	155.40	1299.81	1160544.64	26.90	1272.91	1136526.79

1.50	1452.14	1296553.57	149.40	1302.74	1163160.71	26.90	1275.84	1139142.86
2.00	1449.07	1293812.50	143.40	1305.67	1165776.79	26.90	1278.77	1141758.93
2.50	1446.01	1291080.36	137.40	1308.61	1168401.79	26.90	1281.71	1144383.93
3.00	1442.96	1288357.14	131.40	1311.56	1171035.71	26.90	1284.66	1147017.86
3.50	1439.91	1285633.93	125.40	1314.51	1173669.64	26.90	1287.61	1149651.79
4.00	1436.87	1282919.64	119.40	1317.47	1176312.50	26.90	1290.57	1152294.64
4.50	1433.84	1280214.29	113.40	1320.44	1178964.29	26.90	1293.54	1154946.43
5.00	1430.81	1277508.93	107.40	1323.41	1181616.07	26.90	1296.51	1157598.21
5.50	1427.79	1274812.50	101.40	1326.39	1184276.79	26.90	1299.49	1160258.93
6.00	1424.77	1272116.07	95.40	1329.37	1186937.50	26.90	1302.47	1162919.64
6.50	1421.76	1269428.57	89.40	1332.36	1189607.14	26.90	1305.46	1165589.29
7.00	1418.76	1266750.00	83.40	1335.36	1192285.71	26.90	1308.46	1168267.86
7.50	1415.76	1264071.43	77.40	1338.36	1194964.29	26.90	1311.46	1170946.43
8.00	1412.78	1261410.71	71.40	1341.38	1197660.71	26.90	1314.48	1173642.86
8.50	1409.79	1258741.07	65.40	1344.39	1200348.21	26.90	1317.49	1176330.36
9.00	1406.81	1256080.36	59.40	1347.41	1203044.64	26.90	1320.51	1179026.79
9.50	1403.84	1253428.57	53.40	1350.44	1205750.00	26.90	1323.54	1181732.14
10.00	1400.88	1250785.71	47.40	1353.48	1208464.29	26.90	1326.58	1184446.43
10.50	1397.92	1248142.86	41.40	1356.52	1211178.57	26.90	1329.62	1187160.71
11.00	1394.97	1245508.93	35.40	1359.57	1213901.79	26.90	1332.67	1189883.93
11.50	1392.02	1242875.00	29.40	1362.62	1216625.00	26.90	1335.72	1192607.14
12.00	1389.08	1240250.00	23.40	1365.68	1219357.14	26.90	1338.78	1195339.29
12.50	1386.15	1237633.93	17.40	1368.75	1222098.21	26.90	1341.85	1198080.36
13.00	1383.22	1235017.86	11.40	1371.82	1224839.29	26.90	1344.92	1200821.43
13.50	1381.49	1233473.21	5.40	1376.09	1228651.79	26.90	1349.19	1204633.93
14.00	1379.77	1231937.50	0.00	1379.77	1231937.50	26.90	1352.87	1207919.64
14.50	1378.04	1230392.86	0.00	1378.04	1230392.86	26.90	1351.14	1206375.00
15.00	1376.32	1228857.14	0.00	1376.32	1228857.14	26.90	1349.42	1204839.29

Z=	75942.86	kN/m ²
L=	15.00	m
X=	13.95	m
Px=	1377.68	kN
Po-Px=	83.70	kN

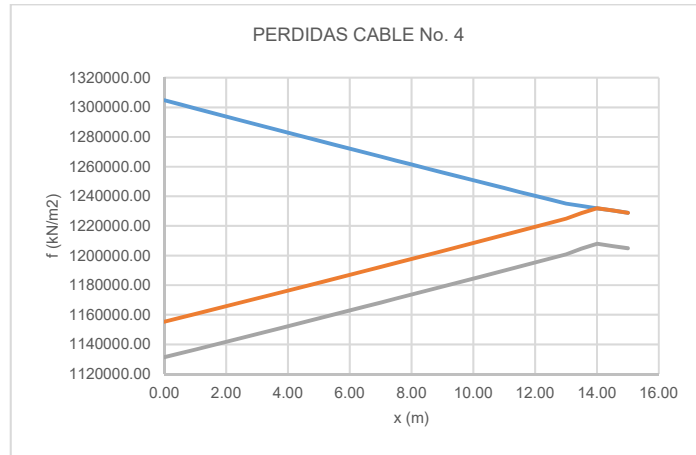


Fig. 76 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 4 SEGÚN CCP14

PERDIDAS DE CABLE 5

ABSCISA (m)	PERDIDAS FRICCION		PERDIDAS POR ANCLAJE			PERDIDAS ELASTICO		
	P (kN)	f (kN/m ²)	$\Delta P_{cuña}$	Po (kN)	f (kN/m ²)	ΔE (kN)	Po (kN)	f (kN/m ²)
0.00	1461.38	1304800.00	167.40	1293.98	1155339.29	26.90	1267.08	1131321.43
0.50	1458.29	1302044.64	161.40	1296.89	1157937.50	26.90	1269.99	1133919.64
1.00	1455.21	1299294.64	155.40	1299.81	1160544.64	26.90	1272.91	1136526.79
1.50	1452.14	1296553.57	149.40	1302.74	1163160.71	26.90	1275.84	1139142.86
2.00	1449.07	1293812.50	143.40	1305.67	1165776.79	26.90	1278.77	1141758.93
2.50	1446.01	1291080.36	137.40	1308.61	1168401.79	26.90	1281.71	1144383.93
3.00	1442.96	1288357.14	131.40	1311.56	1171035.71	26.90	1284.66	1147017.86
3.50	1439.91	1285633.93	125.40	1314.51	1173669.64	26.90	1287.61	1149651.79
4.00	1436.87	1282919.64	119.40	1317.47	1176312.50	26.90	1290.57	1152294.64
4.50	1433.84	1280214.29	113.40	1320.44	1178964.29	26.90	1293.54	1154946.43
5.00	1430.81	1277508.93	107.40	1323.41	1181616.07	26.90	1296.51	1157598.21
5.50	1427.79	1274812.50	101.40	1326.39	1184276.79	26.90	1299.49	1160258.93
6.00	1424.77	1272116.07	95.40	1329.37	1186937.50	26.90	1302.47	1162919.64
6.50	1421.76	1269428.57	89.40	1332.36	1189607.14	26.90	1305.46	1165589.29
7.00	1418.76	1266750.00	83.40	1335.36	1192285.71	26.90	1308.46	1168267.86
7.50	1415.76	1264071.43	77.40	1338.36	1194964.29	26.90	1311.46	1170946.43
8.00	1412.78	1261410.71	71.40	1341.38	1197660.71	26.90	1314.48	1173642.86
8.50	1409.79	1258741.07	65.40	1344.39	1200348.21	26.90	1317.49	1176330.36
9.00	1406.81	1256080.36	59.40	1347.41	1203044.64	26.90	1320.51	1179026.79
9.50	1403.84	1253428.57	53.40	1350.44	1205750.00	26.90	1323.54	1181732.14
10.00	1400.88	1250785.71	47.40	1353.48	1208464.29	26.90	1326.58	1184446.43
10.50	1397.92	1248142.86	41.40	1356.52	1211178.57	26.90	1329.62	1187160.71
11.00	1394.97	1245508.93	35.40	1359.57	1213901.79	26.90	1332.67	1189883.93

11.50	1392.02	1242875.00	29.40	1362.62	1216625.00	26.90	1335.72	1192607.14
12.00	1389.08	1240250.00	23.40	1365.68	1219357.14	26.90	1338.78	1195339.29
12.50	1386.15	1237633.93	17.40	1368.75	1222098.21	26.90	1341.85	1198080.36
13.00	1383.22	1235017.86	11.40	1371.82	1224839.29	26.90	1344.92	1200821.43
13.50	1381.49	1233473.21	5.40	1376.09	1228651.79	26.90	1349.19	1204633.93
14.00	1379.77	1231937.50	0.00	1379.77	1231937.50	26.90	1352.87	1207919.64
14.50	1378.04	1230392.86	0.00	1378.04	1230392.86	26.90	1351.14	1206375
15.00	1376.32	1228857.14	0.00	1376.32	1228857.14	26.90	1349.42	1204839.29

Z=	75942.86	kN/m ²
L=	15.00	m
X=	13.95	m
Px=	1377.68	kN
Po-Px=	83.70	kN

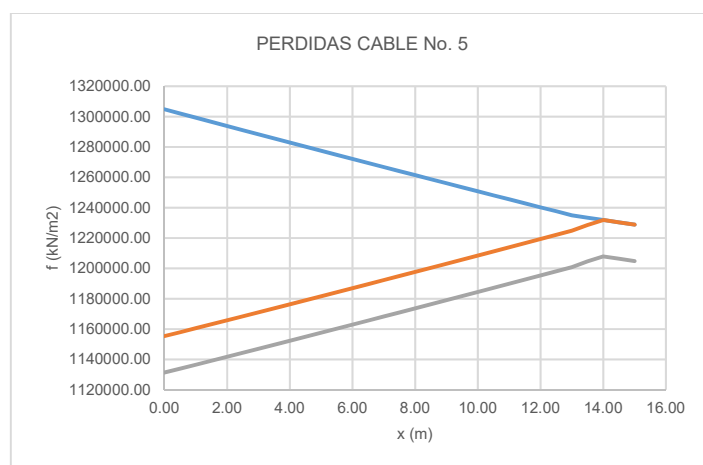


Fig. 77 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 5 SEGÚN CCP14

PERDIDAS DE CABLE 6

ABSCISA (m)	PERDIDAS FRICCION		PERDIDAS POR ANCLAJE			PERDIDAS ELASTICO		
	P (kN)	f (kN/m ²)	$\Delta P_{cuña}$	Po (kN)	f (kN/m ²)	ΔE (kN)	Po (kN)	f (kN/m ²)
0.00	548.02	1304800.00	56.82	491.20	1169523.81	10.09	481.11	1145500
0.50	547.05	1302500.00	54.94	492.11	1171690.48	10.09	482.02	1147666.67
1.00	546.09	1300214.29	53.06	493.03	1173880.95	10.09	482.94	1149857.14
1.50	545.13	1297928.57	51.19	493.94	1176047.62	10.09	483.85	1152023.81
2.00	544.17	1295642.86	49.31	494.86	1178238.10	10.09	484.77	1154214.29
2.50	543.22	1293380.95	47.43	495.79	1180452.38	10.09	485.70	1156428.57
3.00	542.26	1291095.24	45.55	496.71	1182642.86	10.09	486.62	1158619.05
3.50	541.31	1288833.33	43.68	497.63	1184833.33	10.09	487.54	1160809.52
4.00	540.36	1286571.43	41.80	498.56	1187047.62	10.09	488.47	1163023.81

4.50	539.41	1284309.52	39.92	499.49	1189261.90	10.09	489.40	1165238.1
5.00	538.46	1282047.62	38.04	500.42	1191476.19	10.09	490.33	1167452.38
5.50	537.52	1279809.52	36.17	501.35	1193690.48	10.09	491.26	1169666.67
6.00	536.57	1277547.62	34.29	502.28	1195904.76	10.09	492.19	1171880.95
6.50	535.63	1275309.52	32.41	503.22	1198142.86	10.09	493.13	1174119.05
7.00	534.69	1273071.43	30.53	504.16	1200380.95	10.09	494.07	1176357.14
7.50	533.75	1270833.33	28.65	505.10	1202619.05	10.09	495.01	1178595.24
8.00	532.81	1268595.24	26.78	506.03	1204833.33	10.09	495.94	1180809.52
8.50	531.87	1266357.14	24.90	506.97	1207071.43	10.09	496.88	1183047.62
9.00	530.94	1264142.86	23.02	507.92	1209333.33	10.09	497.83	1185309.52
9.50	530.00	1261904.76	21.14	508.86	1211571.43	10.09	498.77	1187547.62
10.00	529.07	1259690.48	19.27	509.80	1213809.52	10.09	499.71	1189785.71
10.50	528.14	1257476.19	17.39	510.75	1216071.43	10.09	500.66	1192047.62
11.00	527.22	1255285.71	15.51	511.71	1218357.14	10.09	501.62	1194333.33
11.50	526.29	1253071.43	13.63	512.66	1220619.05	10.09	502.57	1196595.24
12.00	525.36	1250857.14	11.75	513.61	1222880.95	10.09	503.52	1198857.14
12.50	524.44	1248666.67	9.88	514.56	1225142.86	10.09	504.47	1201119.05
13.00	523.52	1246476.19	8.00	515.52	1227428.57	10.09	505.43	1203404.76
13.50	522.87	1244928.57	6.12	516.75	1230357.14	10.09	506.66	1206333.33
14.00	522.21	1243357.14	4.24	517.97	1233261.90	10.09	507.88	1209238.1
14.50	521.56	1241809.52	2.37	519.19	1236166.67	10.09	509.10	1212142.86
15.00	520.91	1240261.90	0.49	520.42	1239095.24	10.09	510.33	1215071.43

Z=	64538.10	kN/m ²
L=	15.00	m
X=	15.13	m
Px=	519.61	kN
Po-Px=	28.41	kN

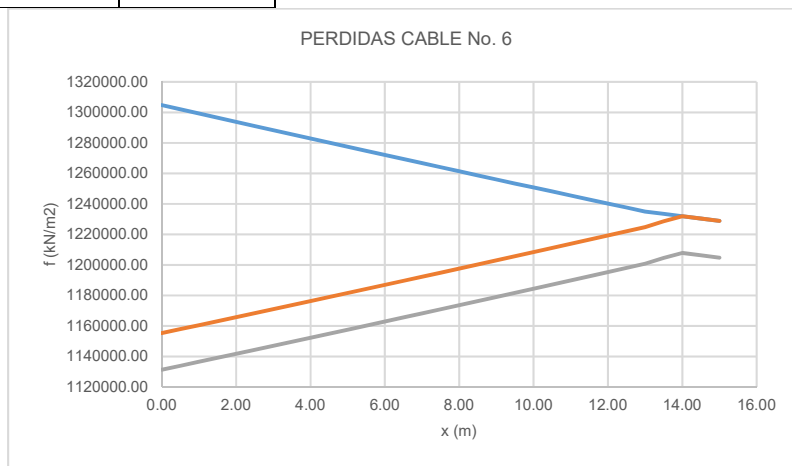


Fig. 78 DIAGRAMA PERDIDAS DE CABLE 6 SEGÚN CCP14

MOMENTO EN LA VIGA DEBIDO A LOS CABLES

ABSCISA	CABLE 1	CABLE 2	CABLE 3	PTOTAL	CABLE 4			CABLE 5			CABLE 6		
	kN/m2	kN/m2	kN/m2		kN	y(m)	e (m)	M (kN-m)	y(m)	e (m)	M (kN-m)	y(m)	e (m)
0.00	1131321.43	1131321.43	1145500	3015.27	0.81	0.56	709.56	0.81	0.56	709.56	0.51	0.86	413.8
0.50	1133919.64	1133919.64	1147666.67	3022	0.75	0.62	787.39	0.75	0.62	787.39	0.48	0.89	429.0
1.00	1136526.79	1136526.79	1149857.14	3028.76	0.7	0.67	852.85	0.7	0.67	852.85	0.45	0.92	444.3
1.50	1139142.86	1139142.86	1152023.81	3035.53	0.65	0.72	918.6	0.65	0.72	918.6	0.42	0.95	459.7
2.00	1141758.93	1141758.93	1154214.29	3042.31	0.6	0.77	984.65	0.6	0.77	984.65	0.39	0.98	475.1
2.50	1144383.93	1144383.93	1156428.57	3049.12	0.56	0.81	1038.19	0.56	0.81	1038.19	0.36	1.01	490.6
3.00	1147017.86	1147017.86	1158619.05	3055.94	0.51	0.86	1104.81	0.51	0.86	1104.81	0.33	1.04	506.1
3.50	1149651.79	1149651.79	1160809.52	3062.76	0.47	0.9	1158.85	0.47	0.9	1158.85	0.31	1.06	516.8
4.00	1152294.64	1152294.64	1163023.81	3069.61	0.43	0.94	1213.14	0.43	0.94	1213.14	0.29	1.08	527.6
4.50	1154946.43	1154946.43	1165238.1	3076.48	0.39	0.98	1267.67	0.39	0.98	1267.67	0.26	1.11	543.2
5.00	1157598.21	1157598.21	1167452.38	3083.35	0.36	1.01	1309.48	0.36	1.01	1309.48	0.24	1.13	554.1
5.50	1160258.93	1160258.93	1169666.67	3090.24	0.32	1.05	1364.46	0.32	1.05	1364.46	0.22	1.15	565.0
6.00	1162919.64	1162919.64	1171880.95	3097.13	0.29	1.08	1406.67	0.29	1.08	1406.67	0.2	1.17	575.9
6.50	1165589.29	1165589.29	1174119.05	3104.05	0.26	1.11	1449.06	0.26	1.11	1449.06	0.19	1.18	581.9
7.00	1168267.86	1168267.86	1176357.14	3110.99	0.24	1.13	1478.56	0.24	1.13	1478.56	0.17	1.2	592.9
7.50	1170946.43	1170946.43	1178595.24	3117.93	0.21	1.16	1521.29	0.21	1.16	1521.29	0.16	1.21	599.0
8.00	1173642.86	1173642.86	1180809.52	3124.9	0.19	1.18	1551.09	0.19	1.18	1551.09	0.14	1.23	610.0
8.50	1176330.36	1176330.36	1183047.62	3131.86	0.17	1.2	1580.99	0.17	1.2	1580.99	0.13	1.24	616.1
9.00	1179026.79	1179026.79	1185309.52	3138.85	0.15	1.22	1611.02	0.15	1.22	1611.02	0.12	1.25	622.3
9.50	1181732.14	1181732.14	1187547.62	3145.85	0.13	1.24	1641.19	0.13	1.24	1641.19	0.11	1.26	628.5
10.00	1184446.43	1184446.43	1189785.71	3152.87	0.12	1.25	1658.22	0.12	1.25	1658.22	0.1	1.27	634.6
10.50	1187160.71	1187160.71	1192047.62	3159.9	0.11	1.26	1675.32	0.11	1.26	1675.32	0.1	1.27	635.8

11.00	1189883.93	1189883.93	1194333.33	3166.96	0.1	1.27	1692.49	0.1	1.27	1692.49	0.09	1.28	642.1
11.50	1192607.14	1192607.14	1196595.24	3174.01	0.09	1.28	1709.72	0.09	1.28	1709.72	0.09	1.28	643.3
12.00	1195339.29	1195339.29	1198857.14	3181.08	0.08	1.29	1727.03	0.08	1.29	1727.03	0.08	1.29	649.5
12.50	1198080.36	1198080.36	1201119.05	3188.17	0.08	1.29	1730.99	0.08	1.29	1730.99	0.08	1.29	650.8
13.00	1200821.43	1200821.43	1203404.76	3195.27	0.08	1.29	1734.95	0.08	1.29	1734.95	0.08	1.29	652
13.50	1204633.93	1204633.93	1206333.33	3205.04	0.08	1.29	1740.46	0.08	1.29	1740.46	0.08	1.29	653.59
14.00	1207919.64	1207919.64	1209238.1	3213.62	0.08	1.29	1745.2	0.08	1.29	1745.2	0.08	1.29	655.17
14.50	1206375	1206375	1212142.86	3211.38	0.08	1.29	1742.97	0.08	1.29	1742.97	0.08	1.29	656.74
15.00	1204839.29	1204839.29	1215071.43	3209.17	0.08	1.29	1740.75	0.08	1.29	1740.75	0.08	1.29	658.33
0.70fpu=	1304800	1304800	1304800										

El signo (-) significa compresión

ESTADO DE ESFUERZOS DE LA VIGA PARA SEGUNDO TENSIONAMIENTO

ABSCISA	CABLES			CARGAS POSTERIORES			CARGA VIVA			ESTADO DE ESFUERZO	
	MTOTAL	fb	ft	MTOTAL	fb	ft	MTOTAL	fb	ft	fb	ft
	(kN-m)	(kN/m2)	(kN/m2)	(kN-m)	(kN/m2)	(kN/m2)	(kN-m)	(kN/m2)	(kN/m2)	(kN/m2)	(kN/m2)
0.00	1832.87	1844.2	-3461.03	0	0	0	0	0	0	1844.2	-3461.03
0.50	2003.78	2016.17	-3783.77	34.17	-34.38	64.52	189.44064	-190.61	357.72	1791.18	-3361.53
1.00	2150	2163.29	-4059.87	67.18	-67.6	126.86	372.4722	-374.77	703.34	1720.92	-3229.67
1.50	2296.86	2311.06	-4337.19	99.04	-99.65	187.02	549.07416	-552.47	1036.82	1658.94	-3113.35
2.00	2444.37	2459.48	-4615.74	129.73	-130.53	244.97	719.25336	-723.7	1358.18	1605.25	-3012.59
2.50	2566.94	2582.81	-4847.19	159.27	-160.25	300.75	883.01664	-888.48	1667.41	1534.08	-2879.03
3.00	2715.7	2732.49	-5128.09	187.65	-188.81	354.34	1040.35032	-1046.78	1964.51	1496.9	-2809.24
3.50	2834.49	2852.01	-5352.41	214.87	-216.2	405.74	1191.26124	-1198.63	2249.48	1437.18	-2697.19
4.00	2953.83	2972.09	-5577.76	240.93	-242.42	454.95	1335.75624	-1344.01	2522.33	1385.66	-2600.48
4.50	3078.57	3097.6	-5813.31	265.84	-267.48	501.99	1473.82848	-1482.94	2783.05	1347.18	-2528.27
5.00	3173.03	3192.65	-5991.68	289.58	-291.37	546.82	1605.47796	-1615.4	3031.65	1285.88	-2413.21

5.50	3293.87	3314.23	-6219.86	312.17	-314.1	589.47	1730.70468	-1741.4	3268.11	1258.73	-2362.28
6.00	3389.2	3410.15	-6399.87	333.6	-335.66	629.94	1849.51548	-1860.95	3492.47	1213.54	-2277.46
6.50	3480.01	3501.52	-6571.35	353.87	-356.06	668.22	1961.88984	-1974.02	3704.66	1171.44	-2198.47
7.00	3550	3571.95	-6703.51	372.98	-375.29	704.3	2067.85512	-2080.64	3904.76	1116.02	-2094.45
7.50	3641.54	3664.05	-6876.37	390.94	-393.36	738.22	2167.39764	-2180.8	4092.73	1089.89	-2045.42
8.00	3712.19	3735.14	-7009.78	407.73	-410.25	769.92	2260.51056	-2274.48	4268.55	1050.41	-1971.31
8.50	3778.11	3801.47	-7134.26	423.37	-425.99	799.46	2347.20756	-2361.72	4432.26	1013.76	-1902.54
9.00	3844.33	3868.09	-7259.3	437.85	-440.56	826.8	2427.4818	-2442.49	4583.85	985.04	-1848.65
9.50	3910.83	3935.01	-7384.87	451.17	-453.96	851.95	2501.33328	-2516.8	4723.3	964.25	-1809.62
10.00	3951.07	3975.49	-7460.86	463.33	-466.19	874.91	2568.76884	-2584.65	4850.64	924.65	-1735.31
10.50	3986.48	4011.12	-7527.73	474.34	-477.27	895.7	2629.7748	-2646.03	4965.84	887.82	-1666.19
11.00	4027.05	4051.94	-7604.33	484.18	-487.17	914.28	2684.358	-2700.95	5068.91	863.82	-1621.14
11.50	4062.73	4087.85	-7671.71	492.87	-495.92	930.69	2732.51844	-2749.41	5159.85	842.52	-1581.17
12.00	4103.6	4128.97	-7748.88	500.4	-503.49	944.91	2774.26296	-2791.41	5238.68	834.07	-1565.29
12.50	4112.75	4138.17	-7766.16	506.77	-509.9	956.94	2809.58472	-2826.95	5305.38	801.32	-1503.84
13.00	4121.9	4147.38	-7783.44	511.98	-515.14	966.78	2838.48372	-2856.03	5359.95	776.21	-1456.71
13.50	4134.51	4160.07	-7807.25	516.04	-519.23	974.45	2860.95996	-2878.65	5402.39	762.19	-1430.41
14.00	4145.57	4171.2	-7828.14	518.93	-522.14	979.9	2877.02028	-2894.81	5432.72	754.25	-1415.52
14.50	4142.68	4168.29	-7822.68	520.67	-523.89	983.19	2886.651	-2904.5	5450.9	739.9	-1388.59
15.00	4139.83	4165.42	-7817.3	521.25	-524.47	984.28	2889.85896	-2907.72	5456.96	733.23	-1376.06

El signo (-) significa compresión

ESTADO DE ESFUERZOS DE LA VIGA

ABSCISA	1ER .TENSIONAMIENTO		2DO. TENSIONAMIETNO		TOTAL	
	fb	ft	fb	ft	fb	ft
(m)	(kN/m2)	(kN/m2)	(kN/m2)	(kN/m2)	(kN/m2)	(kN/m2)
0.00	434.75	-815.9	1844.2	-3461.03	2278.95	-4276.93
0.50	393.13	-737.8	1791.18	-3361.53	2184.31	-4099.33
1.00	339.01	-636.24	1720.92	-3229.67	2059.93	-3865.91
1.50	305.74	-573.79	1658.94	-3113.35	1964.68	-3687.14
2.00	265.35	-497.98	1605.25	-3012.59	1870.6	-3510.57
2.50	212.07	-398	1534.08	-2879.03	1746.15	-3277.03
3.00	179.66	-337.16	1496.9	-2809.24	1676.56	-3146.4
3.50	139.8	-262.36	1437.18	-2697.19	1576.98	-2959.55
4.00	98.13	-184.15	1385.66	-2600.48	1483.79	-2784.63
4.50	65.91	-123.68	1347.18	-2528.27	1413.09	-2651.95
5.00	31.69	-59.46	1285.88	-2413.21	1317.57	-2472.67
5.50	-10.27	19.3	1258.73	-2362.28	1248.46	-2342.98
6.00	-42.93	80.57	1213.54	-2277.46	1170.61	-2196.89
6.50	-66.3	124.42	1171.44	-2198.47	1105.14	-2074.05
7.00	-103.41	194.08	1116.02	-2094.45	1012.61	-1900.37
7.50	-137.14	257.38	1089.89	-2045.42	952.75	-1788.04
8.00	-161.7	303.48	1050.41	-1971.31	888.71	-1667.83
8.50	-200.38	376.06	1013.76	-1902.54	813.38	-1526.48
9.00	-235.84	442.6	985.04	-1848.65	749.2	-1406.05
9.50	-262.33	492.31	964.25	-1809.62	701.92	-1317.31
10.00	-291.48	547.04	924.65	-1735.31	633.17	-1188.27
10.50	-317.57	595.99	887.82	-1666.19	570.25	-1070.2
11.00	-352.44	661.43	863.82	-1621.14	511.38	-959.71
11.50	-384.39	721.39	842.52	-1581.17	458.13	-859.78
12.00	-425.35	798.27	834.07	-1565.29	408.72	-767.02
12.50	-439.78	825.34	801.32	-1503.84	361.54	-678.5
13.00	-480.23	901.28	776.21	-1456.71	295.98	-555.43
13.50	-543.57	1020.13	762.19	-1430.41	218.62	-410.28
14.00	-575.46	1079.96	754.25	-1415.52	178.79	-335.56
14.50	-598.75	1123.67	739.9	-1388.59	141.15	-264.92
15.00	-613.4	1151.2	733.23	-1376.06	119.83	-224.86

El signo (-) significa compresión