

PUENTE AMAYBAMBA L = 17.50m

SUPERESTRUCTURA

1.0 CARACTERISTICAS GENERALES

Ancho de calzada :	9.80 m	No de vigas Nb :	5.00 und
No de carriles posibles NL :	2.00 carriles	Angulo de esviamiento	5 grados
Numero de tramos :	1	Ancho de vias	3.00 m, de ancho cada una.
Luz del puente :	17.60 m		

Superestructura	Puente viga - losa de concreto armado, simplemente apoyados, de $f'c=280$ kg/cm ² .
Losa	De 0.20m de espesor al centro, acartelada a los extremos, en concreto armado de $f'c=280$ kg/cm ²
Estribos	De seccion abierta, con pantalla frontal en voladizo, $f'c = 210$ kg/cm ² .
Cimentacion	La cimentacion es del tipo zapata rectangular en ambos estribos.

2.0 INFORMACION DE MATERIALES

CONCRETO

Resistencia a la compresión

Losas	$f'c =$	28.00 MPa
Vigas	$f'c =$	28.00 MPa
Estribos	$f'c =$	21.00 MPa

ACERO

Resistencia a la tracción

Acero corrugado ASTM A-615 Grado 60, $f_y=$	420.00 MPa
Acero juntas dilatac ASTM A709 Grado 36, $F_y=$	253.00 MPa
Acero de barandas ASTM A709 Grado 36, $F_y=$	253.00 MPa

DENSIDADES (AASHTO Tabla 3.5.1-1)

Densidad concreto P.U. = 24.00 kN/m³

Recubrimientos

Superficies contra terreno	7.00 cm
Superficies expuestas	4.00 cm
Losas cara superior	3.00 cm

Densidad del asfalto P.U. = 22.05 kN/m³

MODULO DE ELASTICIDAD

Del concreto de losa	$E_c =$	26752 MPa
Del concreto de viga	$E_c =$	26752 MPa
Del acero corrugado	$E_s =$	2.00E+05 MPa

SOBRECARGA

Carga vehicular HL 93 del AASHTO

NORMAS Y REGLAMENTOS

Especificaciones para Puentes carreteros, metodo LRFD AASHTO 2006

3.0 CONTENIDO

3.1 GENERALIDADES

Para salvar el cruce se ha propuesto el empleo de una estructura tipo viga losa de concreto armado de 17.6m, la longitud de diseño ha sido adoptada en base a lo indicado en los Estudios Basicos.

3.2 CARGAS

3.2.1- CARGA PERMANENTE (Peso propio + Peso muerto)

Las cargas permanentes consideradas son las que se indican:

Peso Propio W_{DC} El peso propio de componentes estructurales y accesorios no estructurales (vigas, losa, cartelas, veredas y barandas)

Peso Muerto W_{DW} El peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos. Adicionalmente se pueden considerar el peso de los encofrados.

3.2.2- CARGA TRANSITORIA

Para nuestro caso, se considera como cargas transitorias, a la carga vehicular HL93 del AASHTO y a las cargas peatonales.

3.3 ANALISIS Y DISEÑO DE VIGAS

Las vigas principales se diseñaran a rotura y se efectuara la verificacion de la estructura principal para las siguientes condiciones de servicio, deflexion inmediata, esfuerzos limites en fatiga y control de agrietamiento.

3.4 ANALISIS Y DISEÑO DE LA LOSA

La losa se diseña apoyada transversalmente sobre las vigas. Las cargas actuantes serán peso propio, cargas muertas y cargas vivas.

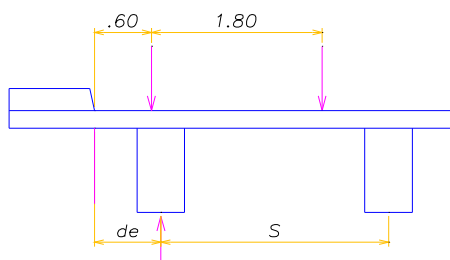
4.0 PREDIMENSIONAMIENTO

DATOS

ANCHO TRANSVERSAL DE LOSA (Atl)	11.500 m	PERALTE DE VEREDA (PROM)	0.250 m
ANCHO TOTAL DEL TABLERO (Ad)	11.500 m	ANCHO DE VEREDA IZQUIERDA	0.850 m
SEPARAC. ENTRE EJES DE VIGAS (S)	2.400 m	ANCHO DE VEREDA DERECHA	0.850 m
ANCHO DE VIGA (bw)	0.500 m	AREA TRANSV. DE VEREDA	0.213 m ²
ESPESOR CARPETA ASFALT.	0.050 m	PESO/ml DE BARANDA	8.500 kN/m

DIMENSIONAMIENTO:

PERALTE VIGA INCLUY. TABLERO = 0.070 luz:	1.23 m, ==>	PERALTE ASUMIDO hv :	1.25 m
PERALTE DE LOSA MINIMO = 0.1 + S/30 o .165:	0.180 m, ==>	PERALTE ASUMIDO ts :	0.200 m



DISTANCIA ENTRE ALMA DE VIGA EXTERIOR Y BORDE INTER. DE CALZADA (de)	de _v =	1.57 m
	de _m =	0.80 m

PERALTE DE LOSA EN ZONA DE VOLADIZO	0.200 m
AREA TRANSVERSAL DE LOSA	2.300 m ²

CARTELA HORIZONTAL :	0.100 m
CARTELA VERTICAL :	0.100 m

5.0 METRADO DE CARGAS POR PUENTE

5.1 CARGA PERMANENTE (W_{DC} + W_{DW})

Las cargas permanentes consideradas seran por el total de puente y son las que se indican:

Cargas distribuidas:

El peso propio (vigas y losa de concreto)

	largo	ancho	alto	Nveces	pu	peso
Viga principal	1.000	0.500	1.05	5.000	24.000	63 kN/m
Cartelas	1.000	0.100	0.10	4.000	24.000	0.96 kN/m
Losa	1.000	11.500	0.20	1.000	24.000	55.2 kN/m
Peso de baranda :	1.000	1.000	1.00	2.000	8.500	17.00 kN/m
Peso de vereda :	1.000	0.775	0.25	2.000	17.850	6.92 kN/m

$W_{DC} =$	143.08 kN/m
------------	-------------

El peso muerto (veredas, baranda y carpeta asfáltica)

	largo	ancho	alto	Nveces	p.u.	peso
Carpeta asfáltica :	1.000	9.800	0.05	1.000	22.050	10.8045 kN/m

$W_{DW} =$	10.80 kN/m
------------	------------

Cargas puntuales:

El peso de diafragmas

	largo	ancho	alto	N/vig transv	N diafr s/ext	pu	peso
Vig. diafragmas :	1.90	0.25	0.80	4.00	1.00	24.000	36.48 kN

5.2 CARGA TRANSITORIA

Se considera la sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes designada como HL93 del Reglamento AASHTO, que consiste en una combinación del camión de diseño o tandem de diseño y la carga de carril de diseño.

Camión de diseño	Camión: 35 kN - 145 kN - 145kN
Tandem de diseño	Tandem: 110 kN - 110 kN
Carga distribuida	Wdistr : 9.3 kN/m

5.3 CARGA PEATONAL

Se considera una carga peatonal de $3.6 \cdot 10^{-3}$ Mpa en las aceras de más de 600mm de ancho, de manera simultanea con la sobrecarga vehicular de diseño, conforme sección 3.6.1.6 del AASHTO.

Carga peatonal	$W_L =$	$3.6 \times (0.85 \times 2) = 6.12 \text{ kN/m}$
----------------	---------	--

6.0 ANALISIS DE LAS VIGAS

En el analisis estructural del puente se realiza en una viga simplemente apoyada, resistiendo todas las acciones actuantes en las diferentes etapas de carga.

6.1 ESFUERZOS ADMISIBLES DE MATERIALES DE SUPERESTRUCTURA.

ACERO DE REFUERZO

Tracción o Compresión	$f_s = 0.40 \times f_y =$	168.00 Mpa
Corte	$f_s = 0.40 \times f_y =$	168.00 Mpa

CONCRETO

		En losa	En vigas
Compresión	$f_c = 0.40 \times f'_c =$	11.20 Mpa	11.20 Mpa
Corte tomado por el concreto	$v_c = 0.03 \times f'_c =$	0.84 Mpa	0.84 Mpa
Apoyo en áreas cargadas	$f_b = 0.3 \times f'_c =$	8.40 Mpa	8.40 Mpa
Flexión	$n = E_s / E_c =$	7.0	7.0
	$K = n / (n + f_s/f_c) =$	0.318	0.318
	$j = 1 - K/3 =$	0.894	0.894

6.2 MOMENTOS POR CARGA PERMANENTE (obtenidos al centro de luz, por puente)**A) Por peso propio**

Por carga distribuida de peso propio: $\frac{1}{8} \times W_{DC} \times S^2 = 5,540.06 \text{ kN.m}$

Por carga puntual de diafragmas: $\frac{PL}{4} = 160.51 \text{ kN.m}$

$M_{DC} \text{ por puente} = 5,700.57 \text{ kN.m}$ $M_{DC} \text{ por viga} = 1140.114 \text{ kN.m}$

B) Por peso muerto

Por carga distribuida de peso muerto: $\frac{1}{8} \times W_{DW} \times S^2 = 418.35 \text{ kN.m}$

$M_{DW} \text{ por puente} = 418.35 \text{ kN.m}$ $M_{DW} \text{ por viga} = 83.67 \text{ kN.m}$

6.3 MOMENTOS POR CARGA VIVA (obtenidos al centro de luz, por vía) Ver adelante**6.4 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO****6.4.1 Factores de modificación de cargas**

Factores	RESISTENCIA	SERVICIO	FATIGA Y FRACTURA	
DUCTILIDAD, η_D	0.95	1	1	AASHTO 1.3.3
REDUNDANCIA, η_R	0.95	1	1	AASHTO 1.3.4
IMPORTANCIA, η_I	1.05	1	1	AASHTO 1.3.5

$\eta_i = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I \geq 0.95 = 0.95 \quad 1 \quad 1$

6.4.2 Combinaciones de carga

Resistencia I (max)	1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL+IM) + 1.75 BR + (0.50 a 1.20)(U+CR+SH)
Resistencia I (min)	0.90 DC + 0.65 DW + 1.75 (LL+IM) + 1.75 BR + (0.50 a 1.20)(U+CR+SH)
Resistencia V (max)	1.25 DC + 1.50 DW + 1.35 (LL+IM) + 1.35 BR + (0.50 a 1.20)(U+CR+SH)
Resistencia V (min)	0.90 DC + 0.65 DW + 1.35 (LL+IM) + 1.35 BR + (0.50 a 1.20)(U+CR+SH)
Evento extremo I	1.00 DC + 1.00 DW + 0.50 (LL+IM) + 0.50 BR + 1.00 EQ
Servicio I	1.00 DC + 1.00 DW + 1.00 (LL+IM) + 1.00 BR + (1.00 a 1.20)(U+CR+SH)
Fatiga	0.75 (LL+IM)

6.4.3 Factores de resistencia

MATERIAL	TIPO DE RESISTENCIA	FACTOR DE RESISTENCIA
CONCRETO ARMADO	Para tensión controlada	$\phi = 0.90$
	Para corte y torsión	$\phi = 0.90$
	Para compresión controlada	$\phi = 0.75$

6.4.4 Incremento por carga dinámica: IM

El incremento por carga dinámica se aplicará a los efectos estáticos del camión o tandem de diseño, no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga de carril de diseño.

La tabla 3.6.2.1-1 del AASHTO señala :

COMPONENTE	IM
Juntas de tablero - todos los estados límites	75%
Todos los demás componentes	
◦ Estado Límite de fatiga y fractura	15%
◦ Todos los demás estados Límites	33%

6.4.5 Factor de presencia múltiple (m)

Los factores especificados en la tabla 3.6.1.1.2-1 no se deben aplicar conjuntamente con los factores de distribución de carga aproximados especificados en los artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3 del AASHTO

Numero de vías cargadas = 2 $\implies m = 1$ de tabla 3.6.1.1.2-1

6.4.6 Factor de distribución de sobrecarga para momento flector

carril cargado por viga

Para vigas interiores :

Segun lo especificado en el AASHTO 4.6.2.2b-1, el factor de distribución en vigas interiores para puentes viga losa es:

Para $Nb \geq 4$

$$gintM = 0.075 + [(S/2900)^{0.6}] \times [(S/L)^{0.2}] \times [(Kg/(LxTs^3))^{0.1}] \quad \text{Para dos o mas carriles de diseño cargados}$$

$$gint_M = 0.06 + [(S/4300)^{0.4}] \times [(S/L)^{0.3}] \times [(Kg/(LxTs^3))^{0.1}] \quad \text{Para un carril}$$

$$gintM = \text{Aplicar Ley de momentos, si } N \text{ vigas} = 3 \quad \text{Para un carril y 2 o mas carriles}$$

Donde:

$$K_g = \text{Parámetro de rigidez longitudinal} \quad K_g = n(I + Ae_g^2) = 2.5331E+11 \text{ mm}^4 \quad \text{OK}$$

$$L = \text{Longitud de l puente} = 17,600 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$t_s = \text{Profundidad o Espesor de losa} = 200 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$S = \text{Espaciamiento entre vigas} = 2,400 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$I = \text{Momento de inercia de la viga en sección no compuesta} = 4.8234E+10 \text{ mm}^4$$

$$A = \text{Area de la viga en sección no compuesta} = 525,000 \text{ mm}^2$$

$$e_g = \text{Distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero} = 625 \text{ mm}$$

$Nb \geq 4$

$$\text{Para dos o mas carriles de diseño cargados: } gintM = 0.711 \quad gint_M = 0.711$$

$$\text{Un unico carril de diseño cargado} \quad gint_M = 0.522$$

$$\text{Por ley de momentos, 2 carriles} \quad gintM = 0.875 \quad \text{Solo aplicable si } N \text{ vigas} = 3$$

$$\text{Por ley de momentos, 1 carril} \quad m \times gint_M = 0.750 \quad \text{Solo aplicable si } N \text{ vigas} = 3$$

Para vigas exteriores :

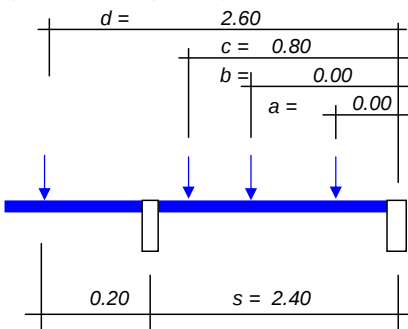
Segun lo especificado en el AASHTO 4.6.2.2d-1, el factor de distribución en vigas exteriores para puentes viga-losa es:

Para $Nb \geq 4$

$$gextM = e \times gintM \quad \text{Para dos o mas carriles de diseño cargados}$$

$$gext_M = \text{Aplicar ley de Momentos} \quad \text{Para un carril}$$

$$gextM = \text{Aplicar ley de Momentos, si } N \text{ vigas} = 3 \quad \text{Para dos o mas carriles de diseño cargados}$$



Donde:

$$e = \text{Factor de corrección}$$

$$de = \text{Distancia entre alma de viga exterior y sardinel} = 800 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$e = 0.77 + de / 2800 = 1.056 \quad e = 1$$

$Nb \geq 4$

$$\text{Dos o mas carriles de diseño cargados} \quad gextM = 0.711$$

$$\text{1 carril, Por ley de momentos} \quad m \times gext_M = 0.850$$

$$\text{2 carriles, Por ley de momentos, para } Nb=3 \quad gextM = 0.708$$

$$\text{Luego} \quad gext_M = 0.850$$

$$e1 = 4.1$$

$$e2 = 1.1$$

$$Xext = 4.8$$

Asumiendo tablero rígido

$$gR = \frac{N_L}{Nb} + \frac{Xext \cdot \sum e}{\sum x^2}$$

$gR1$, para una vía cargada $gR2$, para dos vías cargadas

$$0.542 \quad 0.833$$

$$0.371 \quad 0.617$$

$$0.200 \quad 0.400$$

$$0.029 \quad 0.183$$

$$-0.142 \quad -0.033$$

$$gR = \max(m \times gR1, gR2)$$

$$gR = 0.833$$

$$gext_M = 0.850$$

Viga interior

$$gint_M = 0.711$$

Viga exterior

$$gext_M = 0.850$$

Por efecto de esviamiento:

De conformidad a lo especificado en la tabla 4.6.2.2e-1 se debe reducir el momento flector en las vigas, para cualquier numero de carriles de diseño cargados.

$$r_{OBLIC} = 1 - c_1 (\tan \theta)^{1.5}$$

Donde:

$$\theta = \text{Angulo de oblicuidad} \quad 5^\circ$$

$$c_1 = \text{Parametro para apoyos oblicuos}$$

$$c_1 = 0.25 \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.25} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.5} = 0.10691848$$

$$r_{OBLIC} = 1$$

6.4.7 Factor de distribución de sobrecarga para fuerza cortante

carril cargado por viga

Para vigas interiores :

Segun lo especificado en el AASHTO en la tabla 4.6.2.2.3a-1, el factor de distribución en vigas interiores para puentes viga losa es.

$$gintV = 0.2 + (S/3600) - [(S/10700)^2 \cdot 0]$$

$$gint_v = 0.36 + (S/7600)$$

$$gint_v = \text{Aplicar Ley de momentos, para } Nb = 3$$

Para dos o mas carriles de diseño cargados

Para un carril

Para un carril y 2 o mas carriles

Donde:

L Longitud de l puente

17,600 mm

OK

t_s Profundidad o Espesor de losa

200 mm

OK

S Espaciamiento entre vigas

2,400 mm

OK

$Nb \geq 4$

Para dos o mas carriles de diseño cargados: $gintV =$

0.816

$gint_M =$

0.816

Para un carril de diseño cargado

$gintV =$

0.676

Por ley de momentos, para 2 carriles

$gintV =$

0.875

Solo aplicable si N vigas = 3

Por ley de momentos, para 1 carril

$m \times gintV =$

0.750

Solo aplicable si N vigas = 3

Para vigas exteriores :

Segun lo especificado en el AASHTO en la tabla 4.6.2.2.3b-1, el factor de distribución en vigas exteriores para puentes viga-losa es:

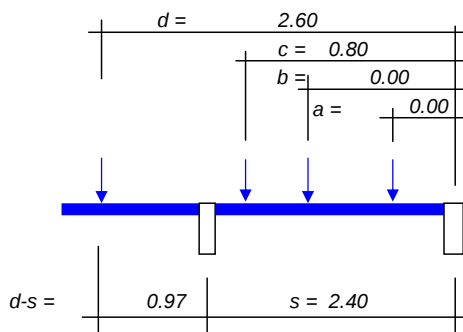
Para $Nb \geq 4$

$gextV = e \times gintV$

Para dos o mas carriles de diseño cargados

$gext_v =$ Aplicar Ley de momentos

Para un carril



Donde:

$e =$ Factor de corrección

$de =$ 1573.4 mm

OK

$$e = 0.60 + de / 3000 =$$

1.124

OK

$e =$ 1

$Nb \geq 4$

Dos o mas carriles de diseño cargados

$gextV =$

0.816

1 carril, Por ley de momentos

$m \times gext_v =$

0.850

2 carriles, Por ley de momentos, para $Nb=3$ $gextV =$

0.708



$gext_v =$

0.850

Viga interior

$gint_v =$ 0.816

Viga exterior

$gext_v =$ 0.850

Por efecto de esviamiento:

De conformidad a lo especificado en la tabla 4.6.2.2.3c-1 se debe ajustar el corte en la viga exterior en la esquina obtusa del puente, para cualquier numero de carriles de diseño cargados.

$$f_{OBLIC} = 1.0 + 0.20 \times [L \cdot t_s^3 / K_g]^{0.30} \times \tan \theta$$

Donde:

θ Angulo de oblicuidad

5 °

$f_{OBLIC} =$

1.0147

C_1 Parametro para apoyos oblicuos

Factores de distribución de carga viva para el estado límite de resistencia			factor	Impacto en
Estado	Viga interior	Viga exterior	esviamient	vigas
Momento flector	0.711	0.850	1	33%
Fuerza cortante	0.816	0.850	1.0147	33%

Momento al centro de luz por carga viva

por viga

Por Camión de diseño: M_{CAMION}

1043.000 kN.m, RIGE

Por Tandem: M_{TANDEM}

902.000 kN.m

Por carril: $M_{DISTRIBUIDA}$

360.096 kN.m

Por efecto de sobrecarga de paseo

236.965 kN.m

47.393 kN.m

AASHTO 3.6.1.6

$$\text{Momento en viga interior } M_{L+I} = gint_M \times r_{OBLIC} \times (1043 \times (1 + IM) + 360.096) =$$

1242.32 kN.m

$$\text{Momento en viga exterior } M_{L+I} = gext_M \times r_{OBLIC} \times (1043 \times (1 + IM) + 360.096) =$$

1485.19 kN.m

Cortante en el apoyo por carga viva

Por Camión de diseño: V_{CAMION}	272.472 kN.m	RIGE
Por Tandem: V_{TANDEM}	212.500 kN.m	
Por carril: $V_{DISTRIBUIDA}$	81.840 kN.m	
Por efecto de sobrecarga de paseo	10.771 kN.m	AASHTO 3.6.1.6

Cortante en viga interior	$V_{L+I} = g_{int} \times f_{OBLIC} \times (272.472 \times (1 + IM) + 81.84) =$	367.82 kN.m
Cortante en viga exterior	$V_{L+I} = g_{ext} \times f_{OBLIC} \times (272.472 \times (1 + IM) + 81.84) =$	383.14 kN.m

7.0 DISEÑO DE LAS VIGAS

7.1 Determinación de los anchos colaborantes (efecto de losa comprimida) AASHTO 4.6.2.6:

El puente se considera como un conjunto de vigas T, colocadas una al lado de la otra, donde cada viga T esta conformada por la viga de concreto y una porción de losa.

Solo si en la seccion analizada el eje neutro se ubica dentro de la losa, se comporta como una seccion rectangular.

Para vigas interiores, se tomara como el menor valor de:

$$be_{min} = \begin{cases} 1/4 L & 4.400 \text{ m.} \\ bw + 12 \times tm & 2.900 \text{ m.} \\ S & 2.400 \text{ m.} \end{cases} \quad \text{Luego : } be_{min} = 2.400 \text{ m.}$$

Para vigas exteriores, se tomara como el semiancho efectivo de la viga interior adyacente, mas el menor valor de:

$$min = \begin{cases} 1/8 L & 2.200 \text{ m.} \\ bw/2 + 6 \times tm & 1.450 \text{ m.} \\ \text{Ancho de volado} & 1.650 \text{ m.} \end{cases} \quad \text{Luego : } be_{min} = 2.650 \text{ m.}$$

donde:

bw : espesor de viga

tm : espesor de losa

L : luz del tramo que se diseña (longitud de tramo)

S : separacion entre caras de vigas

7.2 VERIFICACION DEL PREDIMENSIONAMIENTO

Momentos en Servicio :

$$M = \eta \times (M_{DC} + M_{DW} + M_{L+I} + M_{LPEATONAL})$$

$$\text{Mto en viga interior } M = 1 \times (1 \times 1140.114 + 1 \times 83.67 + 1 \times 1242.32 + 1 \times 47.393) = 2,513.50 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mto en viga exterior } M = 1 \times (1 \times 1140.114 + 1 \times 83.67 + 1 \times 1485.193 + 1 \times 47.393) = 2,756.37 \text{ kN.m}$$

El peralte requerido en condiciones de servicio es:

$$d_{req} = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot k \cdot j \cdot b}}$$

Siendo: $n = 7.0$

$K = 0.318$

$j = 0.894$

$d_{req \text{ v int}} = 81.1 \text{ cm, } < 111.25 \text{ cm, OK}$

$d_{req \text{ v ext}} = 80.8 \text{ cm, } < 111.25 \text{ cm, OK}$

7.3 DISEÑO DE VIGAS POR FLEXION

Momentos de Diseño con cargas factoradas : $M_u = \eta \times (1.25 \times M_{DC} + 1.5 \times M_{DW} + 1.75 \times M_{L+I} + 1.75 \times M_{LPEATONAL})$

$$\text{Mto en viga interior } M_u = 0.95 \times (1.25 \times 1140.114 + 1.5 \times 83.67 + 1.75 \times 1242.32 + 1.75 \times 47.393) = 3,617.26 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mto en viga exterior } M_u = 0.95 \times (1.25 \times 1140.114 + 1.5 \times 83.67 + 1.75 \times 1485.193 + 1.75 \times 47.393) = 4,021.04 \text{ kN.m}$$

Los elementos a flexión son diseñados teniendo en cuenta los efectos de momentos factorados. Del equilibrio del Diagrama de Esfuerzos en vigas tenemos:

$$As = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)} \quad a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad \text{donde } \phi = 0.90$$

Verificación de la profundidad del eje neutro al centro de luz

Se verifica la ubicación del eje neutro de la sección, para saber el comportamiento como viga "T" o viga "Rectangular", de lo cual depende el tipo de diseño.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi \cdot b_f}}$$

Si " a " < " tm " es una viga de seccion "Rectangular" en caso contrario es viga "Tee"

Viga interior,	$a = 6.52 \text{ cm} < 20 \text{ cm,} \implies$	Viga Rectangular	$As = 88.6 \text{ cm}^2$
Viga exterior,	$a = 6.56 \text{ cm} < 20 \text{ cm,} \implies$	Viga Rectangular	$As = 98.5 \text{ cm}^2$

Podemos usar : 20 varillas de 1 $As = 101.4 \text{ cm}^2$

8.3.1 LIMITES DE LAS ARMADURAS

Armadura máxima (AASHTO 5.7.3.3.1)

La máxima cantidad de armadura debe ser tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Donde:

de: profundidad efectiva, distancia de la fibra en compresión al eje de la armadura en tracción
c: distancia de la fibra en compresión al eje neutro

Viga interior,	c =	8.78 cm	de= 111.25 cm,	c/de = 0.079 OK
Viga exterior,	c =	7.94 cm	de= 111.25 cm,	c/de = 0.071 OK

Refuerzo mínimo (AASHTO 5.7.3.3.2)

Toda sección de un miembro en flexión, el refuerzo proporcionado por análisis debe desarrollar un momento por lo menos de 1.2 veces el momento de agrietamiento, lo que se traduce en un área requerida por agrietamiento.

Del mismo modo el acero mínimo requerido en flexión puede tomarse como: $A_{s \text{ req}} = 4/3 A_s \text{ diseño}$

$$M_{cr} = f_{tr} \frac{I_g}{Y_t} \quad f_{tr} = 0.63 \sqrt{f'_c} \quad \text{donde } f'_c \text{ esta en Mpa} \quad A \text{ 5.4.2.6}$$

$I_g =$ momento de inercia del área bruta, despreciando la armadura
 $Y_t =$ distancia del eje neutro a la fibra extrema traccionada

Verificación al centro de luz

	b (cm)	f_{tr} (Mpa)	I_g (cm ⁴)	$Y_t = c$ (cm)	M_{cr} (kN.m)	1.2 M_{cr}	$A_{s_{cr}}$ (cm ²)
viga exterior	265	3.334	15302607.1	83.9	608.09	729.71	21.7
viga interior	240	3.334	14778213.6	82.35	598.31	717.97	21.2

8.3.2 TABLAS DE MOMENTOS Y CORTANTES

8.3.2.1 Tabla de momentos y cortantes (por viga) por carga permanente (M_{DC})

POSICION	DIST. (m)	MOMENTO FLECTOR EJE 3-3 (kN-m)			FUERZA CORTANTE EJE 2-2 (kN)		
		DISTRIB	DIAFRAG	TOTAL	DISTRIB	DIAFRAG	TOTAL
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	251.82	3.65	255.47
0.10	1.76	398.88	6.42	405.31	201.46	3.65	205.11
0.20	3.52	709.13	12.84	721.97	151.09	3.65	154.74
0.30	5.28	930.73	19.26	949.99	100.73	3.65	104.38
0.40	7.04	1063.69	25.68	1089.37	50.36	3.65	54.01
0.50	8.80	1108.01	32.10	1140.11	0.00	3.65	3.65
0.60	10.56	1063.69	25.68	1089.37	-50.36	-3.65	-54.01
0.70	12.32	930.73	19.26	949.99	-100.73	-3.65	-104.38
0.80	14.08	709.13	12.84	721.97	-151.09	-3.65	-154.74
0.90	15.84	398.88	6.42	405.31	-201.46	-3.65	-205.11
1.00	17.60	0.00	0.00	0.00	-251.82	-3.65	-255.47

8.3.2.2 Tabla de momentos y cortantes (por viga) por carpeta asfáltica (M_{DW})

POSICION	DIST. (m)	SECCION	M33 (kN-m)	V22 (kN)
			C MUERTA	CMUERTA
0.00	0.00	V1	0.00	19.02
0.10	1.76	V1	30.12	15.21
0.20	3.52	V1	53.55	11.41
0.30	5.28	V1	70.28	7.61
0.40	7.04	V1	80.32	3.80
0.50	8.80	V1	83.67	0.00
0.60	10.56	V1	80.32	-3.80
0.70	12.32	V1	70.28	-7.61
0.80	14.08	V1	53.55	-11.41
0.90	15.84	V1	30.12	-15.21
1.00	17.60	V1	0.00	-19.02

8.3.2.3 Tabla de momentos y cortantes (por viga interior y exterior) por carga viva, incluyendo impacto, distribucion de carga por viga y el efecto de esviamiento. (M_{L+I})

DIST. (m)	MOMENTO FLECTOR EJE 3-3 (kN-m)				FUERZA CORTANTE EJE 2-2 (kN)			
	CAMION	DISTRIB.	VIGA INT.	VIGA EXT.	CAMION	DISTRIB.	VIGA INT.	VIGA EXT.
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	272.5	81.8	367.8	383.1
1.76	397.0	129.6	467.6	559.0	240.0	66.3	319.2	332.5
3.52	691.9	230.5	818.2	978.1	207.5	52.4	271.8	283.2
5.28	908.8	302.5	1074.5	1284.5	175.0	40.1	225.9	235.3
7.04	1033.1	345.7	1222.7	1461.8	142.5	29.5	181.3	188.8
8.80	1043.0	360.1	1242.3	1485.2	110.0	20.5	138.0	143.8
10.56	1033.1	345.7	1222.7	1461.8	-142.5	-29.5	-181.3	-188.8
12.32	908.8	302.5	1074.5	1284.5	-175.0	-40.1	-225.9	-235.3
14.08	691.9	230.5	818.2	978.1	-207.5	-52.4	-271.8	-283.2
15.84	397.0	129.6	467.6	559.0	-240.0	-66.3	-319.2	-332.5
17.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-272.5	-81.8	-367.8	-383.1

8.3.2.4 Tabla de momentos y cortantes (por viga) por carga peatonal ($M_{LPEATONAL}$)

POSICION	DIST. (m)	MOMENTO FLECTOR EJE 3-3 (kN-m)	FUERZA CORTANTE EJE 2-2 (kN)
0.00	0.00	0.00	10.77
0.10	1.76	17.06	8.62
0.20	3.52	30.33	6.46
0.30	5.28	39.81	4.31
0.40	7.04	45.50	2.15
0.50	8.80	47.39	0.00
0.60	10.56	45.50	-2.15
0.70	12.32	39.81	-4.31
0.80	14.08	30.33	-6.46
0.90	15.84	17.06	-8.62
1.00	17.60	0.00	-10.77

8.3.2.5 Tabla de Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes finales en condicion de Servicio y Rotura

DIST. (m)	MOMENTOS ULTIMOS (kN-m)		MOMENTOS EN SERVICIO (kN-m)		CORTANTES ULTIMOS (kN)		CORTANTES EN SERVICIO (kN)	
	VIGA INT.	VIGA EXT.	VIGA INT.	VIGA EXT.	VIGA INT.	VIGA EXT.	VIGA INT.	VIGA EXT.
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	959.84	985.28	653.06	668.36
1.76	1329.96	1481.94	920.08	1011.50	810.24	832.35	548.14	561.44
3.52	2344.29	2610.21	1624.03	1783.98	662.63	681.58	444.41	455.81
5.28	3080.73	3429.94	2134.54	2344.59	517.51	533.13	342.19	351.59
7.04	3516.50	3913.90	2437.91	2676.95	374.55	387.02	241.27	248.77
8.80	3617.26	4021.04	2513.50	2756.37	233.76	243.40	141.65	147.45
10.56	3516.50	3913.90	2437.91	2676.95	-374.55	-387.02	-241.27	-248.77
12.32	3080.73	3429.94	2134.54	2344.59	-517.51	-533.13	-342.19	-351.59
14.08	2344.29	2610.21	1624.03	1783.98	-662.63	-681.58	-444.41	-455.81
15.84	1329.96	1481.94	920.08	1011.50	-810.24	-832.35	-548.14	-561.44
17.60	0.00	0.00	0.00	0.00	-959.84	-985.28	-653.06	-668.36

Armadura principal por flexion en zona de traccion de vigas:

Se procede al diseño en rotura, en el cuadro siguiente se determina la cantidad de acero requerida.

	f'c (kg/cm2)	be INT (cm)	Recubrim. (cm)	Centroid cap. (cm)	Esp. Losa tm (cm)	Esp. Viga (cm)			
	280.00	240.00	4.00	9.75	20.00	50.00			
DIST. (m)	MOM. ULTIMOS (kN-m)		AREA DISEÑO ACERO (cm2)		AREA DE ACERO (cm2)			x colocar V INT	x colocar V EXT
	VIGA INT.	VIGA EXT.	VIGA INT.	VIGA EXT.	AS _{cr}	Req. V INT	Req. V EXT	1	1
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.2	21.2	21.2	5	5
1.76	1329.96	1481.94	31.96	35.62	21.2	32.0	35.6	7	8
3.52	2344.29	2610.21	56.81	63.27	21.2	56.8	63.3	12	13
5.28	3080.73	3429.94	75.12	83.65	21.2	75.1	83.7	15	17
7.04	3516.50	3913.90	86.07	95.82	21.2	86.1	95.8	17	19
8.80	3617.26	4021.04	88.61	98.52	21.2	88.6	98.5	18	20
10.56	3516.50	3913.90	86.07	95.82	21.2	86.1	95.8	17	19
12.32	3080.73	3429.94	75.12	83.65	21.2	75.1	83.7	15	17
14.08	2344.29	2610.21	56.81	63.27	21.2	56.8	63.3	12	13
15.84	1329.96	1481.94	31.96	35.62	21.2	32.0	35.6	7	8
17.60	0.00	0.00	0.00	0.00	21.2	21.2	21.2	5	5

Armadura en caras laterales de vigas:

1) El artículo 5.7.3.4 del AASHTO, indica que si la profundidad efectiva, d_e , de un miembro en flexión supera los 90 cm, se deberá distribuir uniformemente armadura superficial en ambas caras, en la distancia $d/2$ mas proxima al refuerzo en tension. El área de refuerzo A_{sk} en cm^2 por m de altura en cada cara lateral sera:

$$A_{sk} \geq 0.10(d_e - 76) \leq \frac{A_s}{12} \quad \text{Donde : } d_e \text{ esta en cm.}$$

Limites: $0.10 (d_e - 76) = 3.525 \text{ cm}^2/m$
 $A_s/12 = 8.45 \text{ cm}^2$

$$\text{Luego } A_{sk} (\text{min}) = \begin{cases} \text{Min } [0.10(d_e - 76), A_s/12] = 3.525 \\ A_s/4 = 25.35 \end{cases} \implies A_{sk} = 3.525 \text{ cm}^2/m$$

El espaciamiento maximo del refuerzo en tension no excedera de $d/6$ ni de 30cm. $\text{Espac. Max.} = 18.5 \text{ cm}$
 Para el espaciamiento y el área de acero obtenido, el diámetro de la barra no sera menor de $\phi = 3/8 \text{ ''}$

Consideramos $\phi = 1/2 \text{ ''}$
 Espaciado a 25 cm BIEN $\implies A_{sk} = 5.08 \text{ cm}^2$ BIEN

2) El artículo 11.7.2.3 del Reglamento Peruano, indica que si el peralte del alma excede a 90 cm, se deberá colocar cerca de las caras del alma un refuerzo longitudinal cuya área sea por lo menos igual al 10% del área de refuerzo de tracción por flexión.

$A_{sk} = 8.9 \text{ cm}^2/m$

Lo que corresponde a : ϕ de $3/8 \text{ ''}$ @ 0.16 m

7.4 DISEÑO POR CORTE DE VIGA PRINCIPAL

Cortantes de Diseño con cargas factoradas

$$V_u = \eta \times (1.25xV_{DC} + 1.5xV_{DW} + 1.75xV_{L+I} + 1.75xV_{LPEATONAL})$$

$$\text{Cortante en viga interior } V_u = 0.95 \times (1.25 \times 255.469 + 1.5 \times 19.016 + 1.75 \times 367.8 + 1.75 \times 10.771) = 959.84 \text{ kN.m}$$

$$\text{Cortante en viga exterior } V_u = 0.95 \times (1.25 \times 255.469 + 1.5 \times 19.016 + 1.75 \times 383.1 + 1.75 \times 10.771) = 985.28 \text{ kN.m}$$

Tenemos:

$$V_u \leq \phi V_n \quad V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'c} b_v d_v$$

Para estribos perpendiculares al eje del elemento.

$$s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s}$$

Determinación de β y θ

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} \quad \text{donde : } \Phi = 0.9$$

$$\epsilon_x = \frac{(Mu + 0.5 \cdot V_u \cdot \cot(\theta))}{2(E_s \cdot A_s)} \quad \text{Asumiendo } \theta = 36.4 \text{ grados}$$

Donde:

V_u , Resistencia al corte mayorada en la sección (N)

V_n , Resistencia nominal al corte de la sección considerada (N)

V_c , Resistencia nominal al corte por las tensiones de tracción de concreto (N)

V_s , Resistencia al corte proporcionada por la armadura al corte (N)

s , separación de los estribos

b_v , ancho del alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma

d_v , altura de corte efectiva., el mayor de: 0.9 de o 0.72h

DIST. (m)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	a (mm)	dv (mm)	v (MPa)	v/fc	θ	β	ε _x * 1000
0.00	0.0	959.8	0.0	1001.3	2.13	0.076	36.4	2.23	0.768
1.76	1330.0	810.2	23.5	1001.3	1.80	0.064	36.4	2.23	1.318
3.52	2344.3	662.6	41.8	1001.3	1.47	0.053	36.4	2.23	1.103
5.28	3080.7	517.5	55.2	1001.3	1.15	0.041	36.4	2.23	1.024
7.04	3516.5	374.6	63.3	1001.3	0.83	0.030	36.4	2.23	0.983
8.80	3617.3	233.8	65.2	1001.3	0.52	0.019	36.4	2.23	0.957
10.56	3516.5	374.6	63.3	1001.3	0.83	0.030	36.4	2.23	0.983
12.32	3080.7	517.5	55.2	1001.3	1.15	0.041	36.4	2.23	1.024
14.08	2344.3	662.6	41.8	1001.3	1.47	0.053	36.4	2.23	1.103
15.84	1330.0	810.2	23.5	1001.3	1.80	0.064	36.4	2.23	1.318
17.60	0.0	959.8	0.0	1001.3	2.13	0.076	36.4	2.23	0.768

Minima armadura transversal $A_v \geq 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$ AASHTO 5.8.2.5

Maxima separación de armadura Si $v_u < 0.125 f'_c \Rightarrow 0.8 d_v$, pero no mas de 60cm AASHTO 5.8.2.7
Separación maxima : 60 cm

Armadura por corte en vigas:

Asumiendo estribos de : 1/2 con una cantidad de barras por estribo de: 2 $A_v = 2.54 \text{ cm}^2$

DIST. (m)	Θ	β	$\epsilon_x \cdot 1000$	V_u (kN)	ϕV_c (kN)	V_s (kN)	s (cm)	s min (cm)
0.00	34.4	2.340	0.826	959.8	463	552.0	29.62	48.6
1.76	36.4	2.23	1.318	810.2	441.3	434.0	37.67	48.6
3.52	36.4	2.23	1.103	662.6	441.3	260.4	62.8	48.6
5.28	36.4	2.23	1.024	517.5	441.3	89.7	182.39	48.6
7.04	36.1	2.25	0.983	374.6	444.3	0.0		48.6
8.80	35.9	2.26	0.958	233.8	447.2	0.0		48.6
10.56	36.1	2.25	0.983	-374.6	444.3	0.0		48.6
12.32	36.4	2.23	1.024	-517.5	441.3	89.7	182.39	48.6
14.08	36.4	2.23	1.103	-662.6	441.3	260.4	62.8	48.6
15.84	36.4	2.23	1.318	-810.2	441.3	434.0	37.67	48.6
17.60	34.4	2.340	0.826	-959.8	463	584.5	27.97	48.6

Reaccion en el apoyo :
 Por carga permanente 255.5 t
 Por carga muerta 19.0 t
 Por carga viva 367.8 t (incluye Impacto y factor de distrib de carga)
 Por carga peatonal 10.8 t
Reaccion en apoyo : 653.1 t

8.0 DISEÑO DE VIGAS DIAFRAGMAS

Efectuaremos un metodo simplificado, considerando el diafragma como viga continua :

Asumiremos una viga rectangular de : base = 0.25 m, altura = 1.00 m

Numero de tramos 2 entre diafragmas interiores y exteriores.

Separacion entre diafragmas asumida $S_d = 8.80$ 8.80

Momento por carga viva

Se tomara como el generado por la rueda mas cargada

$M_L = P.S./4$ Espaciamiento entre vigas longitudinales

$M_L = 145 \times 2.4 / 4 = 87 \text{ kN.m}$

$M_{L+I} = 87 \times (1 + 0.33) = 115.71 \text{ kN.m}$

Momento por carga permanente

Se tomara como, como el generado por la carga distribuida wd.

$w_d = 6.59 \text{ kN/m}$

$M_P = 1/10 w_d s^2 = 3.8 \text{ kN.m}$

Momentos de Diseño con cargas factoradas :

$M_u = 1.25 M_P + 1.75 M_{L+I}$

Mto en diafragma $M_u = 1.25 \times 3.8 + 1.75 \times 115.71 = 207.24 \text{ kN.m}$

Verificando la ubicación del eje neutro $a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0.85 f'_c \phi b_f}}$ $\phi = 0.9$

Si "a" < "tm" es una viga de seccion "Rectangular" en caso contrario es viga "Tee"

a = 1.73 cm $\Rightarrow$ Viga rectangular $A_s = 5.9 \text{ cm}^2$

Refuerzo mínimo

Se calculara el momentod e agrietamiento

Verificación al centro de luz

	b (cm)	f_{tr} (Mpa)	I_g (cm ⁴)	$Y_t = c$ (cm)	M_{cr} (kN.m)	$1.2 M_{cr}$	$A_{s_{cr}}$ (cm ²)
diafragma	60	3.334	2177341.27	52.74	137.64	165.17	5.2

Podemos usar : 4 varillas de 5/8 $A_s = 7.92 \text{ cm}^2$

9.0 REQUERIMIENTOS POR ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

9.1 ESTADOS LIMITES DE FATIGA (AASHTO 5.5.3)

En acero AASHTO 5.5.3.2

$$f_f = 145 - 0.33 f_{min} + 55 (r / h) \quad \Delta f = f_{s_{max}} - f_{s_{min}}$$

donde: f_f Rango admisible entre el esfuerzo máximo y mínimo en tracción (MPa)
 r/h Relación entre el radio de base y la altura de las deformaciones transversales, igual a 0.30
 Δf Rango real entre el esfuerzo máximo en tracción y el esfuerzo mínimo en tracción.

La carga de fatiga corresponde a un camión de diseño, con una separación constante de 9m entre los ejes de 145kN (AASHTO 3.6)

$$M_{LCAMION} = 716.75 \text{ kN.m}$$

$$V_{LCAMION} = 72.90 \text{ kN}$$

Factores de distribución de sobrecarga por fatiga

Por flexión:

$$\text{viga exterior } g_{ext_M} = 0.85 / 1.2$$

$$\text{viga interior } g_{int_M} = 0.522 \quad \text{====>} \quad g_{MFAT} = 0.708$$

Por corte:

$$\text{viga exterior } g_{ext_V} = 0.85 / 1.2$$

$$\text{viga interior } g_{int_V} = 0.676, 0.75 / 1.2 \quad \text{====>} \quad g_{VFAT} = 0.708$$

Se analiza viga exterior

$$M = 0.75 \times g_{MFAT} \times (716.75 \times (1 + 0.15)) = 437.68 \text{ kN.m}$$

$$n = 7$$

$$A_s = 10140 \text{ mm}^2$$

$$d = 1113 \text{ mm}$$

$$b = 2650 \text{ mm}$$

$$bw = 500 \text{ mm}$$

$$hf = 200 \text{ mm}$$

$$A's = 2535 \text{ mm}^2$$

$$d' = 65.4 \text{ mm}$$

Profundidad del eje neutro de la sección transformada fisurada

$$x = 215.73 \text{ mm}$$

$$\text{Momento de inercia de la sección agrietada } I_{cr} = 6.6355E+10 \text{ mm}^4$$

$$f_{s_{max}} = n \left(\frac{M(d-x)}{I_{cr}} \right) = 41.43 \text{ MPa}$$

$$f_{min} = 0 \text{ MPa}$$

$$\Delta f = 41.43 \text{ MPa}$$

$$\text{Esfuerzo permisible } f_t = 161.5 \text{ MPa}$$

$$161.5 \text{ MPa} > 41.43 \text{ MPa} \quad \text{CUMPLE}$$

9.2 CONTROL DE AGRIETAMIENTO (AASHTO 5.5.3.4)

La distribución del refuerzo de tracción debe ser tal de obtener un valor Z menor de 30000 N/mm para condiciones moderadas de exposición y de Z menor o igual a 23000 N/mm para condiciones de severa exposición.

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6 f_y$$

$$A = 2 \cdot X \cdot bw / N^{\circ} \text{ barras}$$

☐ Condición moderada de exposición

☒ Condición de severa exposición

donde: Z = Parametro relacionado al ancho de fisura (N/mm)

A = Área de concreto que recubre una barra, obtenida de dividir el área total efectiva a tracción del concreto que rodea el refuerzo y que tiene el mismo baricentro, dividida por el número de barras

X = Centroide de capas de acero

bw = ancho de análisis

dc = Distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide de la capa de refuerzo longitudinal mas cerca (no mayor de 50 mm)

Evaluando:

$$N^{\circ} \text{ barras} = 20 \text{ barras}$$

$$X = 13.75 \text{ cm}$$

$$dc = 5.00 \text{ cm}$$

$$A = 68.7 \text{ cm}^2$$

$$f_{sa} = 328.41 \text{ MPa}$$

$$0.60 f_y = 252.00 \text{ MPa}$$

$$f_{sa} = 252 \text{ MPa}$$

Análisis de ancho de grietas en la sección transformada agrietada

Se analiza viga interior

$$\text{Momentos en servicio en viga interior : } 2513.497 \text{ kN.m}$$

$$n = 7$$

$$A_s = 10,140 \text{ mm}^2$$

$$d = 1,113 \text{ mm}$$

$$b = 2,400 \text{ mm}$$

$$bw = 500 \text{ mm}$$

$$hf = 200 \text{ mm}$$

$$A's = 2535 \text{ mm}^2$$

$$d' = 65.4 \text{ mm}$$

Profundidad del eje neutro de la sección transformada fisurada

$$x = 225.77 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = 6.5461E+10 \text{ mm}^4$$

$$f_s = n \left(\frac{M(d-x)}{I_{cr}} \right) = 238.47 \text{ MPa}$$

Luego $f_s = 238.47 \text{ MPa} < 252 \text{ MPa}$ CUMPLE

9.3 DEFLEXIONES INMEDIATAS POR EFECTO DE CARGAS PERMANENTES

9.3.1 Por efecto de cargas permanentes

Las especificaciones del AASHTO requieren que las deflexiones sean comprobadas, sobre todo bajo cargas permanentes.

Ira Hooper desarrollo un metodo para obtener la flecha modificando la formula para la deflexion maxima de una viga simplemente apoyada, como sigue:

$$Flecha = \frac{5 w L^4}{384 E_s I}$$

donde:
 w : carga uniforme
 L : Longitud del claro
 E_s : Modulo de elasticidad del concreto de la viga = $2.62E+06 \text{ t/m}^2$
 I : Momento de inercia de la seccion de viga.

$B =$	2400 mm	$bw =$	500 mm	$tf =$	200 mm
$E_c =$	26752 MPa	$I_g =$	$1.4778E+11 \text{ mm}^4$	(Mto inercia seccion no agrie	
$L =$	17600 mm	$I_{cr} =$	$6.5461E+10 \text{ mm}^4$	(Mto inercia seccion agrietad	
$W_{DC} =$	28.62 N/mm	$M_{cr} =$	598.31 kN.m	Momento de agrietamiento	
$W_{DW} =$	2.16 N/mm	$Ma =$	2513.497 kN.m	Momento en servicio	
$W_D =$	30.78 N/mm				

Calulo del momento de inercia efectivo: $I_e = \left(\frac{M_{cr}}{Ma} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{Ma} \right)^3 \right] I_{cr} = 6.6571E+10 \text{ mm}^4$

A.5.7.3.6.2

Luego la deflexión instantanea sería :

Considerando I_g , seria : 9.73 mm

Considerando I_e , seria : 21.59 mm

9.3.1 Por efecto de carga viva

Para miembros de tramos simples o continuos: La deflexión debida a la carga viva de servicio incluida el impacto no excedera de $L/800$. AASHTO 10.6.2

La carga viva se evaluara como :

100% del camión de diseño o tandem de diseño

25% del camión de diseño o tandem de diseño mas la carga de carril

Factor de distribución para la deflexión $m_g = NI / Nb = 0.4$

Para la evaluación de los desplazamientos de manera aproximada se pueden usar las siguientes expresiones:

Para el Camión de diseño

$$\delta_{lcamion} = (0.396 L^3 + 3.59 L^2 - 82.861 L + 391.18) * 10^{11} * Q_L / (E_c * I_e)$$

Para el Tandem de diseño

$$\delta_{ltandem} = (0.418 L^3 + 0.056 L^2 - 0.1504 L + 2.9391) * 10^{11} * Q_L / (E_c * I_e)$$

Para la carga de carril

$$\delta_{lcarril} = 5/384 * W_L * L^4 / (E_c * I_e) * 10^{12}$$

donde:

$L =$	17.60 m	Longitud del puente
$E_c =$	26752 MPa	Modulo de elasticidad del concreto
$I_e =$	$6.6571E+10 \text{ mm}^4$	Momento de Inercia respecto al eje neutro
$W_L =$	$mg \times w = 3.72 \text{ N/mm}$	Carga de carril considerando factor de distribución
$Q_L =$	$mg \times 145 (1 + 0.33) = 77.14 \text{ kN}$	Peso del eje mas pesado del camión multiplicado por el factor de distribución de caga viva, e impacto.
$T_L =$	$mg \times 110 (1 + 0.33) = 58.52 \text{ kN}$	Peso de un eje del tandem multiplicado por el factor de distribución de caga viva, e impacto.

Los desplazamientos serían:

$\delta_{lcamion} = 9.5 \text{ mm}$	$\delta_l = \max(9.5 ; 7.4) = 9.5 \text{ mm}$	RIGE
$\delta_{ltandem} = 7.4 \text{ mm}$	$\delta_l = 0.25 \times 9.5 + 2.61 = 4.985 \text{ mm}$	
$\delta_{lcarril} = 2.61 \text{ mm}$		

Flecha maxima permitida = 22 mm

Relación deflexión - luz es: $\delta/L = \frac{1}{1853} < \frac{1}{800}$ CUMPLE

Se tiene: La deflexion maxima permitida es mayor que la obtenida por la carga viva en el centro de luz OK

10.0 ANALISIS Y DISEÑO DE LA LOSA

10.1 INFORMACION GENERAL

ANCHO DE CALZADA :	9.800 m	PERALTE DE VEREDA (PROM)	0.250 m
ANCHO TRANSVERSAL DE LOSA (Atl)	11.500 m	ANCHO DE VEREDA IZQUIERDA	0.850 m
SEPARAC. ENTRE EJES DE VIGAS (S)	2.400 m	ANCHO DE VEREDA DERECHA	0.850 m
ANCHO DE VIGA (bw)	0.500 m	AREA TRANSV. DE VEREDA	0.213 m ²
ESPESOR CARPETA ASFALT.	0.050 m	PESO/ml DE BARANDA	8.500 kN/m

DIMENSIONAMIENTO: AASHTO 2.5.2.6.3

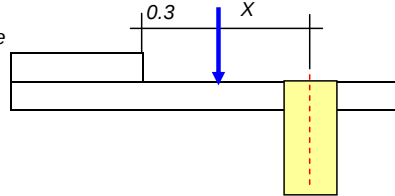
PERALTE DE LOSA MINIMO = $0.1 + S/30$ o .165: 0.180 m, ==> PERALTE ASUMIDO ts : 0.200 m

DISTANCIA DE CARGA DE RUEDA AL EJE DE VIGA EXTERIOR
X: distancia en metros del eje de carga de rueda a la cara exterior de la viga exterior

$$X 1 = 1.2734 \text{ m}$$

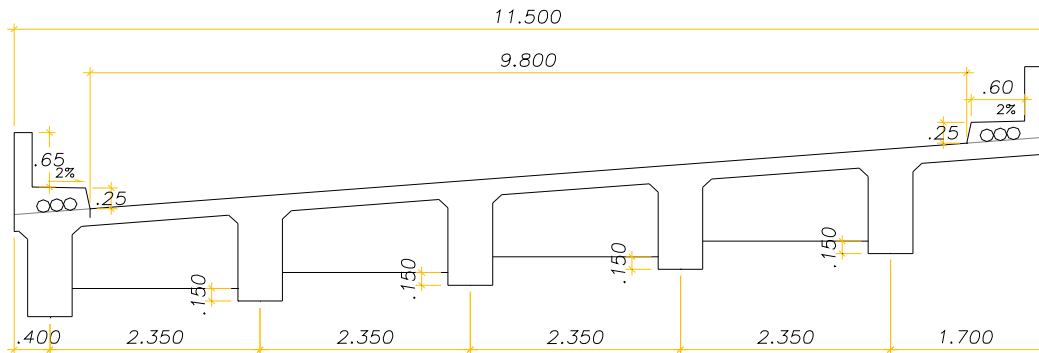
$$X 2 = 0.50 \text{ m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$



10.2 METRADO DE CARGAS

Peso propio de la losa	4.8 kN/m	RECUBRIMIENTOS :	
Peso de la vereda	6.0 kN/m	recubrimiento _{sup} =	4 cm
Peso del asfalto	1.1 kN/m	recubrimiento _{inf} =	3 cm
Peso SC peatonal	3.6 kN/m	ϕ barra =	5/8 pulg
Peso barrera de protección	0.0 kN/m	Peralte efectivo $d = e_{losa} - \text{recubrimiento}_{sup} - \phi_{barra} / 2$	
		d negativo =	0.152 m



10.3 EVALUACION DE ANCHOS DE FRANJAS EQUIVALENTES

Se calculara de acuerdo a lo indicado en el artículo 4.6.2.1.3 del AASHTO

$E^v =$	$1140 + 0.833.X =$	2201 mm	2.201 m	Extremo de viga
$E^+ =$	$660 + 0.55.S =$	1980 mm	1.98 m	Positivo
$E^- =$	$1220 + 0.25.S =$	1820 mm	1.82 m	Negativo

10.4 DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES

Diagrama de momentos flectores por peso propio

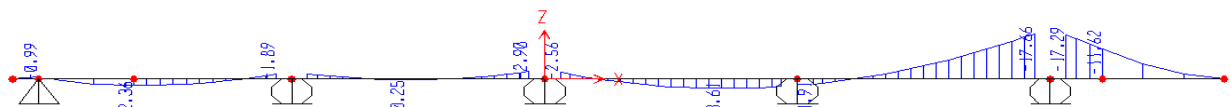


Diagrama de momentos flectores por carpeta asfáltica

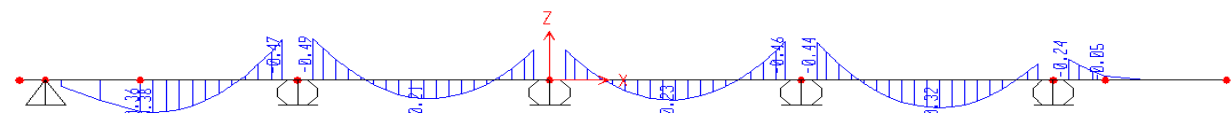
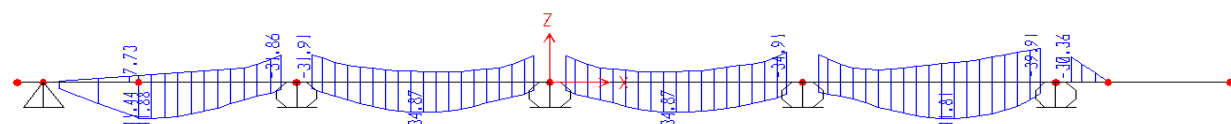


Diagrama de momentos flectores por carga viva



RESULTADOS DE MOMENTOS FLECTORES

CARGA	EN ZONA DE VOLADO	MOMENTO POSITIVO	APOYO INTERMED.
DC (losa+vereda +baranda)	17.29	2.36	-1.91
DW (asfalto)	0.24	0.36	0.46
PL (sobrecarga peatonal)	0	0	0
LL (sobrecarga)	30.06	41.88	34.91

ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA (Obtenida de 6.4)

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

10.5 VERIFICACION DE ESPESOR DE LOSA (Obtenida de 6.4)

$$\eta_i = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I = 1.00$$

$$M = \eta \times [M_{DC} + M_{DW} + M_{LPEATONAL} + (M_{L+I}) \times 1 / E]$$

$$M_{to\ servicio\ extremo} = 1 \times (1 \times 17.29 + 1 \times 0.24 + 1 \times 0 + 1 \times 30.06 \times (1 + 0.33) \times 1 / 2.201) = 35.69 \text{ kN.m}$$

$$M_{to\ servicio\ positivo}, M^+ = 1 \times (1 \times 2.36 + 1 \times 0.36 + 1 \times 0 + 1 \times 41.88 \times (1 + 0.33) \times 1 / 1.98) = 30.85 \text{ kN.m}$$

$$M_{to\ servicio\ negativo}, M^- = 1 \times (1 \times -1.91 + 1 \times 0.46 + 1 \times 0 + 1 \times 34.91 \times (1 + 0.33) \times 1 / 1.82) = 24.06 \text{ kN.m}$$

El peralte requerido en condiciones de servicio es: $d_{req} = \sqrt{\frac{2M}{f_c k \cdot j \cdot b}}$

Siendo: $n = 7.0$

$K = 0.318$

$j = 0.894$

$d_{req\ ext} = 15 \text{ cm}, < 16.2 \text{ cm}, OK$

$d_{req\ +} = 13.9 \text{ cm}, < 15.2 \text{ cm}, OK$

$d_{req\ -} = 12.3 \text{ cm}, < 16.2 \text{ cm}, OK$

10.6 Refuerzo mínimo (AASHTO 5.7.3.3.2)

Toda sección de un miembro en flexión, el refuerzo proporcionado por análisis debe desarrollar un momento por lo menos de 1.2 veces el momento de agrietamiento, lo que se traduce en un área requerida por agrietamiento.

Del mismo modo el acero mínimo requerido en flexión puede tomarse como: $A_{s\ req} = 4/3 A_{s\ diseño}$

$$M_{cr} = f_{tr} \frac{I_g}{Y_t} \quad f_{tr} = 0.63 \sqrt{f'_c} \quad \text{donde } f'_c \text{ esta en Mpa} \quad A\ 5.4.2.6$$

donde $\phi = 0.9$

I_g momento de inercia del área bruta, despreciando la armadura
 Y_t distancia del eje neutro a la fibra extrema traccionada

Verificación al centro de luz

b (cm)	f_{tr} (Mpa)	I_g (cm ⁴)	$Y_t = c$ (cm)	M_{cr} (kN.m)	$1.2M_{cr}$	$A_{s\ cr}$ (cm ²)
100	3.334	66666.67	10	22.23	26.68	5.5

10.7 REFUERZO NEGATIVO

Momentos de Diseño : $M_u = \eta \times (1.25 \times M_{DC} + 1.5 \times M_{DW} + 1.75 \times M_{LPEATONAL} + 1.75 \times (M_{L+I}) \times 1/E)$

11.6.1 En la zona de volado (viga exterior)

Mto en zona voladizo $M_u^- = 0.95 \times (1.25 \times 17.29 + 1.5 \times 0.24 + 1.75 \times 0 + 1.75 \times 30.06 \times (1 + 0.33) \times 1) = 51.07 \text{ kN.m}$

$d = 0.152 \text{ m}$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85 f'_c \phi b_f}} \quad \text{donde } \phi = 0.9$$

$a = 1.66 \text{ cm} \implies A_s = 9.4 \text{ cm}^2$

Luego $A_s = \max(A_{scr}, A_s) = 9.4 \text{ cm}^2$ Usar ϕ de 5/8 @ 20 cm $A_s = 9.9 \text{ cm}^2$

11.6.2 En la zona de apoyo intermedio

Mto en zona apoyo inter $M_u^- = 0.95 \times (1.25 \times 2.36 + 1.5 \times 0.36 + 1.75 \times 0 + 1.75 \times 41.88 \times (1 + 0.33) \times 1) = 50.08 \text{ kN.m}$

$d = 0.162 \text{ m}$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85 f'_c \phi b_f}} \quad \text{donde } \phi = 0.9$$

$a = 1.63 \text{ cm} \implies A_s = 9.2 \text{ cm}^2$

Luego $A_s = \max(A_{scr}, A_s) = 9.2 \text{ cm}^2$ Usar ϕ de 5/8 @ 20 cm $A_s = 9.9 \text{ cm}^2$

10.8 REFUERZO POSITIVO

En el vano lateral

$$M_{to \text{ en vano lateral}} \mu u^+ = 0.95 \times (1.25 \times -1.91 + 1.5 \times 0.46 + 1.75 \times 0 + 1.75 \times 34.91 \times (1 + 0.33)) \times \quad 40.80 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.162 \text{ m}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M u}{0.85 f' c \phi b_f}} \quad \text{donde } \phi = 0.9$$

$$a = 1.22 \text{ cm} \quad \implies A_s = 7.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luego } A_s = \max(A_{scr}, A_s) = 7.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar } \phi \text{ de } 5/8 \quad @ 25 \text{ cm} \quad A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

10.9 ACERO TRANSVERSAL (por m de ancho)

Refuerzo longitudinal inferior

$$b_{losa} = 100 \text{ cm}$$

$$\% A_s = \begin{cases} 3840 / \text{raiz}(S) \\ 67\%, \text{ si } 3840 / \text{raiz}(S) > 67\% \end{cases} \quad \implies \% A_s = 67\% \quad A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = .0018 \times b \times t_s = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = \% A_s \times A_s = 5.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luego } A_{sr} = \max(A_{min}, \% A_s \times A_s) = 5.3 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar } \phi \text{ de } 1/2 \quad @ 20 \text{ cm} \quad A_{sr} = 6.4 \text{ cm}^2$$

Refuerzo longitudinal superior

$$b_{losa} = 100 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{0.75 b_{losa} \cdot e_{losa}}{2(b_{losa} + e_{losa}) \cdot f_y} \quad A_t = 0.149 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{donde } b_{losa} \text{ y } e_{losa} \text{ est\u00e1n en mm}$$

$$A_t = \begin{cases} A_t \text{ Si } 0.233 \text{ mm}^2/\text{mm} \leq A_t \leq 1.27 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ 0.233 \text{ mm}^2/\text{mm}, \text{ en otro caso} \end{cases} \quad \implies A_t = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_t = 2.33 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar } \phi \text{ de } 3/8 \quad @ 25 \text{ cm} \quad A_{sr} = 2.8 \text{ cm}^2$$

11.0 VERIFICACION POR CORTANTE

Diagrama de fuerza cortante por peso propio

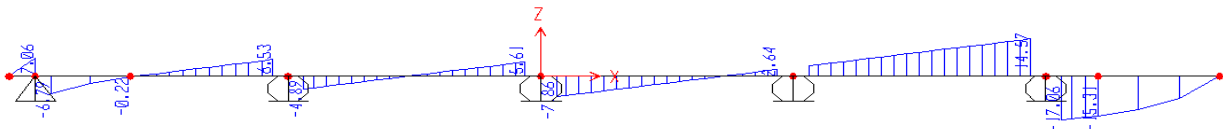


Diagrama de fuerza cortante por carpeta asfáltica

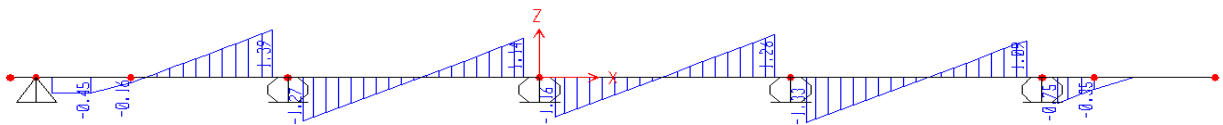
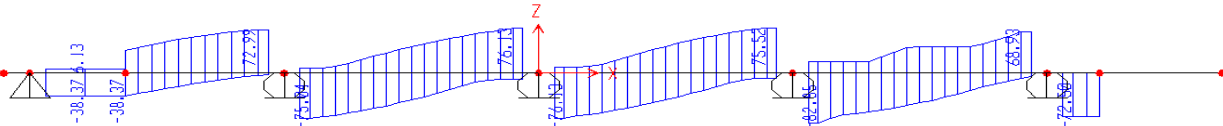


Diagrama de fuerza cortante por carga viva



RESULTADOS DE FUERZAS CORTANTES

CARGA	EN ZONA DE VOLADO	ZONA APOYO INTERMED.
DC (losa+vereda +baranda)	17.06	7.86
DW (asfalto)	0.75	1.16
PL (sobrecarga peatonal)	0	0
LL (sobrecarga)	72.5	76.13

$$E^+ = 1140 + 0.833.X = 2201 \text{ mm} \quad 2.201 \text{ m} \quad \text{Extremo de viga}$$

$$E^- = 1220 + 0.25.S = 1820 \text{ mm} \quad 1.82 \text{ m} \quad \text{Negativo}$$

$$\text{Cortantes de Diseño : } Vu = \eta \times (1.25xV_{DC} + 1.5xV_{DW} + 1.75xV_{LPEATONAL} + 1.75x(V_{L+I}) \times 1/E)$$

11.9.1 Cortante en la zona de volado (viga exterior)

$$\text{Cortante en zona voladizo } Vu = 0.95 \times (1.25 \times 17.06 + 1.5 \times 0.75 + 1.75 \times 0 + 1.75 \times 72.5 \times (1 + 0.33)) \times 1 = 94.16 \text{ kN}$$

11.9.2 Cortante en la zona de apoyo intermedio

$$\text{Cortante en zona apoyo inter } Vu = 0.95 \times (1.25 \times 7.86 + 1.5 \times 1.16 + 1.75 \times 0 + 1.75 \times 76.13 \times (1 + 0.33)) \times 1 = 103.48 \text{ kN}$$

Diseñamos : ZONA INTERMEDIA

$$\text{Tomamos } Vu = 103.48 \text{ kN}$$

Calculamos dv , altura de corte efectiva., el mayor de: 0.9 de d o 0.72ts, $dv =$

$$dv(\max) = \begin{cases} 0.9 d = 13.68 \text{ cm} & ai = 1.6 \text{ cm} \\ 0.72 ts = 14.4 \text{ cm} & d = 15.2 \text{ cm} \\ d-ai/2 = 14.405 \text{ cm} & ts = 20.0 \text{ cm} \end{cases}$$

$$dv = 144 \text{ mm} \quad bv = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Calculando } \beta \quad \text{Asumiendo } \theta = 37.2 \text{ grados}$$

$$\text{Tenemos: } As = 9.9 \text{ cm}^2$$

$$Mu = 50.08 \text{ kN.m}$$

$$\text{Luego } 1000 \times \epsilon'x = 2.101$$

$$sx = dv$$

$$sx = 144 \text{ mm} \quad dv$$

$$ag = 1.905 \text{ cm} \quad ag: \text{ tamaño de agregado}$$

$$s_{xe} = s_x \cdot \frac{35}{(ag+16)} \quad sxe = 143.8 \text{ mm}$$

$$\text{De tablas 5.8.3.4.2-1, tenemos : } \theta = 39.394 \quad \beta = 1.874$$

$$\text{Recalculando } \epsilon'x \quad 1000 \times \epsilon'x = 2.075$$

$$\text{De tablas 5.8.3.4.2-1, tenemos : } \theta = 38.3 \quad \beta = 1.887$$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'c} b_v d_v \quad Vc = 119.34 \text{ kN}$$

$$\phi_v \cdot Vc = \phi_v \cdot Vc \quad \phi_v \cdot Vc = 107.406 \text{ kN} \quad \text{Comparando con } Vu, \text{ CUMPLE}$$

Chequeo final

$$\phi = 5/8 \quad \text{espaciado a } 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{Tenemos: } As = 15.8 \text{ cm}^2$$

$$Mu = 50.08 \text{ kN.m}$$

$$1000 \times \epsilon'x = 1.305 \quad sx = dv$$

$$sx = 144 \text{ mm} \quad sxe = 143.8 \text{ mm}$$

$$ag = 1.905 \text{ cm}$$

$$\text{De tablas 5.8.3.4.2-1, tenemos : } \theta = 35.64 \quad \beta = 2.315$$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'c} b_v d_v \quad Vc = 146.41 \text{ kN}$$

$$\phi_v \cdot Vc = \phi_v \cdot Vc \quad \phi_v \cdot Vc = 131.769 \text{ kN} \quad \text{Comparando con } Vu, \text{ CUMPLE}$$

Verificación de demanda adicional en refuerzo longitudinal causado por la fuerza de corte AASHTO 5.8.3.5

$$\text{Demanda} = \frac{Mu}{d_v \cdot \phi_f} + \frac{Vu}{\phi_v} \cdot \frac{1}{\tan(\theta)} \quad \text{Demanda} = 546.78 \text{ kN}$$

$$Asn = \text{Demanda} / fy = 13 \text{ cm}^2 \quad \text{BIEN}$$

ACCIONES PARA EL DISEÑO DE ESTRIBOS

$L_{pte} = 17.60 \text{ m}$
 $esviamiento = 5^\circ$
 $L_{interno} = 0.30 \text{ m}$, longitud entre extremo interior de viga y eje de apoyo
 $L_{externo} = 0.45 \text{ m}$, longitud entre borde cajuela y eje de apoyo
 $e_{losa} = 0.20 \text{ m}$

$Ancho_{pte} = 11.50 \text{ m}$
 $Ancho_{estribo} = 12.40 \text{ m}$

Por cargas permanentes

Peso de vigas

$Area \text{ de la viga} = h_{viga} \times a_{viga} = 0.525 \text{ m}^2$
 $Volumen \text{ de viga} = Area \text{ de la viga} \times (L_{pte} + 2L_{interno}) = 9.555 \text{ m}^3$
 $Peso \text{ de vigas} = 1,123.67 \text{ kN}$

Peso de losa

$Area \text{ de losa} = Ancho_{pte} \times (L_{pte} + 2L_{externo}) = 209.3 \text{ m}^2$
 $Volumen \text{ de losa} = Area \text{ de losa} \times e_{losa} = 41.86 \text{ m}^3$
 $Peso \text{ de losa} = 984.55 \text{ kN}$

Peso de vigas diafragmas

$V_{Diafragma \text{ interno}} = h_{dint} \times 1.85 \times 0.25 \times 4 = 1.306 \text{ m}^3$
 $V_{Diafragma \text{ externo}} = h_{dext} \times 1.857 \times 0.30 \times 4 = 1.908 \text{ m}^3$
 $Peso \text{ diafragmas} = 120.45 \text{ kN}$

Peso muerto

$Peso \text{ baranda} = 17.00 \text{ kN/m}$
 $Peso \text{ vereda} = 6.92 \text{ kN/m}$
 $wpm = 23.92 \text{ kN/m}$
 $Peso \text{ muerto} = wpm \times (L_{pte} + 2L_{externo}) = 435.34 \text{ kN}$
 $Peso \text{ muerto} = 435.34 \text{ kN}$

Superficie asfáltica e instalaciones para servicios públicos

$Area \text{ de asfalto} = Ancho_{calz} \times (L_{pte} + 2L_{externo}) = 178.36 \text{ m}^2$
 $Volumen \text{ de asfalto} = Area \text{ de calzada} \times e_{asf} = 8.918 \text{ m}^3$
 $Peso \text{ de losa} = 196.64 \text{ kN}$

$RD = 1,430.32 \text{ kN}$

Por carga viva

$Reacción \text{ por carga camión} \quad V_{camion} (0L) = 272.472 \text{ kN.m}$
 $Reacción \text{ por carga Tandem} \quad V_{tandem} (0L) = 212.500 \text{ kN.m}$
 $Reacción \text{ por carga carril} \quad V_{carril} (0L) = 81.840 \text{ kN.m}$
 $Reacción \text{ por carga de vereda} \quad V_{vereda} (0L) = 10.771 \text{ kN.m}$

$RL = 937.20 \text{ kN}$

Fuerza de frenado

$Peso \text{ del camión} \quad P_{camión} = 325 \text{ kN}$
 $Peso \text{ del tandem} \quad P_{tandem} = 220 \text{ kN}$
 $Peso \text{ de carga del carril} \quad P_{carril} = 194.37 \text{ kN}$

La fuerza de frenado, se determinara del mayor valor que se obtenga de aplicar las siguientes expresiones:

25% de los pesos por eje del camión o del tandem de diseño.

$Max \left\{ \begin{array}{l} 162.50 \\ 110.00 \end{array} \right. \quad BR1 = 162.50 \text{ kN}$

5% de la carga del camión de diseño mas la carga del carril o 5% de la carga del tandem de diseño mas la carga del carril

$Max \left\{ \begin{array}{l} 51.94 \\ 41.44 \end{array} \right. \quad BR2 = 51.94 \text{ kN}$

$BR = 162.50 \text{ kN}$