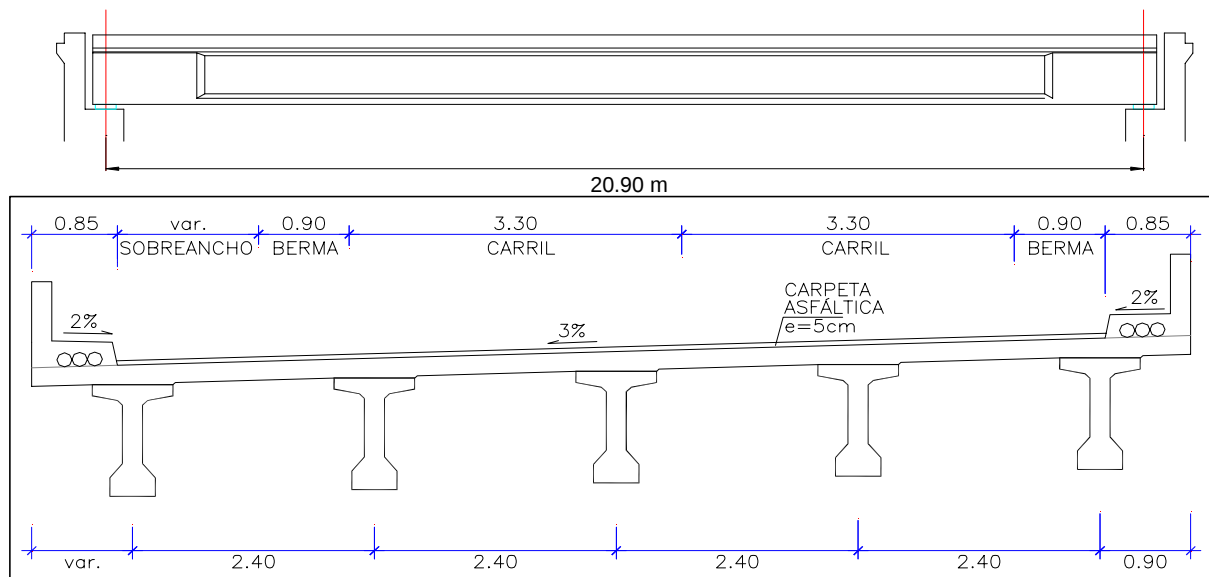


Proyecto: Puente Huamanmarca



Carga de Diseño

La carga de diseño será la HL93 que corresponde a las especificaciones AASHTO LRFD

Datos Previos

Longitud del puente	20.9 m
ancho total del tablero	11.5 m
ancho de calzada	9.8 m
ángulo de esviamiento	33 deg
f'c (viga)	45 Mpa
f'c (losa)	28 Mpa
Nro vigas	5
espaciamiento entre viga	2.4 m
espesor de losa	0.2 m
espesor de la supr. Asf.	0.075 m
Peso de la barrera (una)	0 kN/m
peso baranda peatonal (una)	4.25 kN/m
ancho de vereda	0.6 m
peso de vereda	5.15 kN/m
Índice Medio Diario (ADT)	900
Nro de vías	2

Sobrecarga de Diseño **HL 93**

fci = 40.0 MPa

$\gamma_c = 25$ kN/m³

$\gamma_a = 22$ kN/m³

(consideramos por fines de diseño 50% más de espesor)

bombeo = 3%

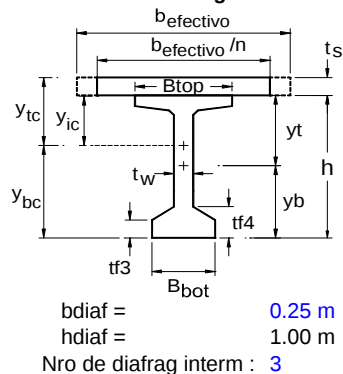
$E_{c_{viga}} = 33915.0$ MPa

$E_{c_{losa}} = 26752.5$ MPa

$E_s = 200000$ MPa

$E_p = 197000$ MPa

Dimensiones de la Viga



bdiáf = 0.25 m

hdiáf = 1.00 m

Nro de diafrag interm : 3

Medición de cargas

ancho tributario en viga exterior	2.15 m	
ancho tributario en viga interior	2.40 m	
Peso de viga	WDC1	10.019 kN/m
Peso de losa	WDC2 _{int}	12.00 kN/m
	WDC2 _{ext}	10.75 kN/m
Peso de diafragmas	DC _{diaf}	55 kN
Peso de barreras + barandas+ veredas + bombeo	DC3	7.362 kN/m*viga
Peso superficie asfáltica	DW	3.234 kN/m*viga

Coefficiente de concentración de carga

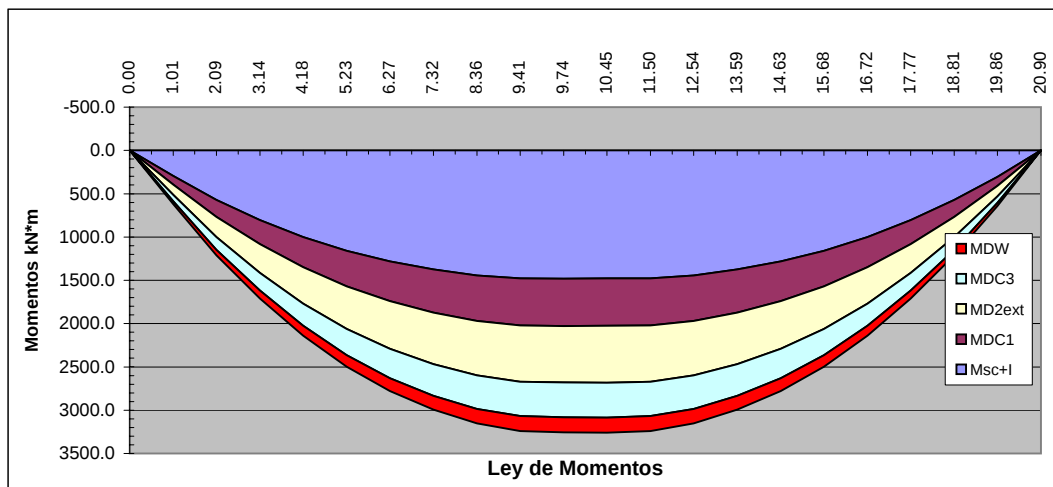
	flexion	corte
	0.690	0.816 (v.interior)
	0.717	0.717 (v.exterior)
corrección por esviamiento	0.948	1.108
Reducción por Índice Medio Diario	95%	
Impacto	33.0%	

Cálculo de Acciones

Viga Interior

SECCION	e _{cable} (m)	Mcarril	Mcamión	Msc+Imp	M _{DC1}	M _{DC2int} *	M _{DC2ext} *	M _{DC3}	M _{DW}
0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.05L	-0.08	93.24	267.21	294.238	100.444	141.097	118.170	73.803	32.423
0.10L	-0.15	182.80	518.88	572.506	196.933	278.984	232.860	144.701	63.569
0.15L	-0.21	258.97	727.37	804.330	278.988	398.819	331.681	204.993	90.056
0.20L	-0.27	324.99	901.90	999.867	350.103	505.550	418.763	257.246	113.011
0.25L	-0.32	380.84	1042.47	1159.119	410.277	599.177	494.105	301.460	132.435
0.30L	-0.35	426.54	1149.08	1282.085	459.510	665.331	550.524	337.636	148.328
0.35L	-0.38	462.09	1229.24	1375.328	497.803	718.380	595.204	365.772	160.688
0.40L	-0.40	487.48	1290.50	1445.414	525.155	758.325	628.144	385.869	169.517
0.45L	-0.42	502.71	1317.79	1479.213	541.566	785.166	649.345	397.928	174.815
	-0.42	505.47	1319.35	1482.378	544.532	791.041	653.689	400.107	175.772
0.50L	-0.42	507.79	1311.13	1476.726	547.036	798.903	658.807	401.947	176.580
0.55L	-0.42	502.71	1317.79	1479.213	541.566	785.166	649.345	397.928	174.815
0.60L	-0.40	487.48	1290.50	1445.414	525.155	758.325	628.144	385.869	169.517
0.65L	-0.38	462.09	1229.24	1375.328	497.803	718.380	595.204	365.772	160.688
0.70L	-0.35	426.54	1149.08	1282.085	459.510	665.331	550.524	337.636	148.328
0.75L	-0.32	380.84	1042.47	1159.119	410.277	599.177	494.105	301.460	132.435
0.80L	-0.27	324.99	901.90	999.867	350.103	505.550	418.763	257.246	113.011
0.85L	-0.21	258.97	727.37	804.330	278.988	398.819	331.681	204.993	90.056
0.90L	-0.15	182.80	518.88	572.506	196.933	278.984	232.860	144.701	63.569
0.95L	-0.08	96.48	276.42	304.396	103.937	146.044	122.300	76.370	33.550
1.00L	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0									
0.033 L	-0.05	65.75	188.92	207.914	70.8325625	99.278	83.221	52.046	22.864
0.967 L	-0.05	65.75	188.92	207.914	70.8325625	99.278	83.221	52.046	22.864

* incluye el momento por el peso de la viga diafragma



Cálculo de las propiedades geométricas de la Viga

Propiedades de la sección no compuesta

Aviga	0.4008 m ²
Ig	0.0683 m ⁴
y _b	0.6410 m
y _t	0.5590 m
S _b	-0.1066 m ³
S _t	0.1223 m ³

$n = E_{c\text{viga}}/E_{c\text{losa}}$	1.268
ancho efectivo viga interior	2.40 m
ancho efectivo viga exterior	2.15 m

	A	y	A*y	I _o	A*(y _{bi} -y) ²
viga I	0.401	0.640966937	0.257	0.06834	0.04107
Tablero de losa (en viga interior)	0.379	1.3	0.492	0.00126	0.04348
	0.779		0.749	0.06961	0.08455
		y _{bi} =	0.961 m		
		y _{ci} =	0.239 m		
		y _{ti} =	0.439 m		
		I _{ci} =	0.1542 m ⁴		
S _{bi} =	-0.1604 m ³	Módulo de sección en fibra inferior de la viga			
S _{ci} =	0.6453 m ³	Módulo de sección en la fibra superior de la viga			
S _{ti} =	0.3512 m ³	Módulo de sección en fibra superior de la losa			
	A	y	A*y	I _o	A*(y _{be} -y) ²
viga I	0.401	0.640966937	0.257	0.06834	0.03657
Tablero de losa (en viga exterior)	0.339	1.3	0.441	0.00113	0.04321
	0.740		0.698	0.06948	0.07978
		y _{be} =	0.943 m		
		y _{ci} =	0.257 m		
		y _{te} =	0.457 m		
		I _{ce} =	0.1493 m ⁴		
S _{be} =	-0.1583 m ³	Módulo de sección en fibra inferior de la viga			
S _{ci} =	0.5808 m ³	Módulo de sección en la fibra superior de la viga			
S _{te} =	0.3266 m ³	Módulo de sección en fibra superior de la losa			

$$\eta_{\text{serv}} = 1$$

Evaluación de esfuerzos en el centro de luz en N/mm²

	M _{sc+Imp}	M _{DC1}	M _{DC2int}	M _{DC2ext}	M _{DC3}	M _{DW}
en viga exterior superior	2.790	4.475	6.535		0.692	0.304
inferior	-10.239	-5.130	-7.492		-2.540	-1.116
en viga interior superior	2.418	4.475		5.389	0.623	0.274
inferior	-9.728	-5.130		-6.179	-2.506	-1.101

(-) tracción

(+) compresión

cálculo de la fuerza postensora.

f _{ci} =	40 MPa	(en el momento del tesado)
f' _c =	45 MPa	(resistencia a los 28 días)
distancia mínima entre el eje de la fuerza postensora y la fibra inferior de la viga	0.22 m	

excentricidad máxima	$e_{\text{máx}} = 0.420966937$ m	
esfuerzo de tracción máxima	$\sigma_{\text{máx}} = -3.35$ N/mm ²	[0.50*(f' c)^0.5]

Fuerza de tesado estable **Pi = 3277.105 kN**

USE Pi = 3285 kN

porcentaje de pérdidas totales	23.9%
porcentaje de pérdidas instantáneas	6.1%
Po =	4313.85 kN
excentricidad máxima en el centro de vano	-0.42096694 m
excentricidad en el apoyo	0.00 m

Esfuerzos en la viga durante el tesado

Poi = 4052.00 kN

Poi/A = 10.111 N/mm²
Poi*e/Sb = 15.997 N/mm²
Poi*e/St = -13.952 N/mm²

en el vano central

	<u>actuante</u>		<u>resistente</u>		
esfuerzo inferior	20.978 MPa	<	24.0 MPa	[0.6*f'c]	BIEN
esfuerzo superior	0.633 MPa	>	-1.58 MPa	[0.25*(f'c)^0.5]	BIEN

Esfuerzos en la sección compuesta después de las pérdidas

Pof = 3285 kN

Pof/A = 8.197 N/mm²
Pof*e/Sb = 12.969 N/mm²
Pof*e/St = -11.311 N/mm²

viga interior	esfuerzo inferior	-1.532	esfuerzo máximo de compresión
	esfuerzo superior	10.064	0.45f'c = 20.25 N/mm ²
viga exterior	esfuerzo inferior	-3.303	Esfuerzo máximo de tracción
	esfuerzo superior	11.681	0.5*raiz(f'c) = -3.354 N/mm ²

Número de cables 20.71

USE 24 cables de 0.6"

diámetro del ducto 80 mm

Asp = 33.60cm²

Verificación por Resistencia

$\eta_{resistencia} = 0.95$

FLEXION

Momento actuante en el centro de luz

Mu = 4776.049 kN*m
4707.973 kN*m

en viga interior
en viga exterior

armadura pasiva en compresión	As' = 5.08cm ²	$\beta_1 = 0.85$
armadura pasiva en tracción	As = 20.28cm ²	
distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura a compresión	d's = 50 mm	
distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura pasiva a tracción	ds = 1350 mm	

k = 0.28
v. interior dp = 0.860 m
v. exterior 0.878 m

fpu = 1860.0 MPa
fpy = 1674.0 MPa
fpo = 1133.1 MPa
fy = 420.0 MPa

profundidad del eje neutro

c
136 mm a* β_1
151 mm 116 mm
129 mm

en viga interior
en viga exterior

fps = 1777.5 MPa en viga interior
1770.3 MPa en viga exterior
 $\phi = 1$ (factor de resistencia)

Momento Resistente

Momento Actuante

en viga interior	5892.227 kN*m	4776.049 kN*m
en viga exterior	5937.718 kN*m	4707.973 kN*m

luego la capacidad resistente es mayor que la carga actuante.

CORTE

Cortante máximo en el apoyo
 $x = 700 \text{ mm}$
 $V_u = 1075.94 \text{ kN}$ en viga interior
 970.45 kN en viga exterior

Parámetros para diseño

$d_e = 0.802$ $d_p = 0.860 \text{ m}$ en viga interior
 $d_e = 0.814$ $d_p = 0.878 \text{ m}$ en viga exterior

Mínimo refuerzo transversal

$$A_v := 0.083 \sqrt{f'_{c \text{ viga}}} \frac{b_v \cdot s}{f_y}$$

donde:

A_v : área del refuerzo transversal dentro de s

s : espaciamiento del refuerzo

b_v : ancho del alma

f_y : esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

$f_{c \text{ viga}}$: calidad del concreto de la viga

Contribución del pretensado a la resistencia por corte

$$V_p = P_o \cdot \sin(\alpha) \cdot (\% \text{ de pérdidas})$$

Determinación de α y β

$$v = \frac{V_u - \phi_v \cdot V_p}{\phi_v \cdot b_v \cdot d_v \cdot f'_{c \text{ viga}}} \quad \varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot \frac{V_u}{\tan(\theta)} - A_{ps} \cdot f_{po}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}$$

$$F_e = \frac{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}{E_{cr} A_c + E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}$$

$$\varepsilon_x = \begin{cases} \varepsilon_x & \text{if } \varepsilon_x > 0 \\ \varepsilon_x \cdot F_e & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi_v = 0.9$$

$$x = 1.01 \text{ m} \quad v = 0.108 \quad \theta = 20.4 \quad \varepsilon_x = -2.125$$

utilizamos estribos de

1/2

$$A_v = 2.53 \text{ cm}^2$$

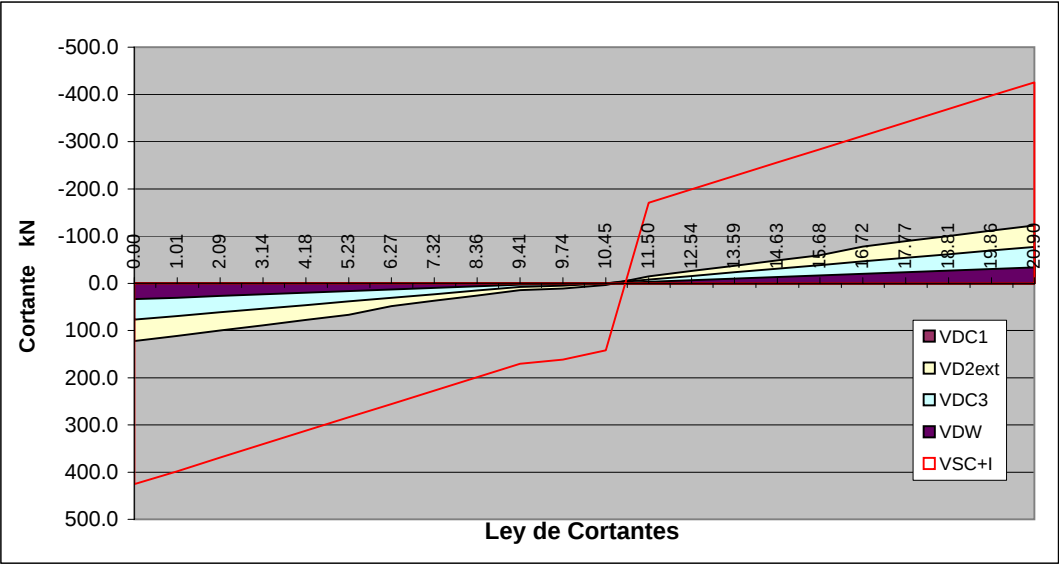
$$f_{yw} = 400$$

$$\text{N/mm}^2$$

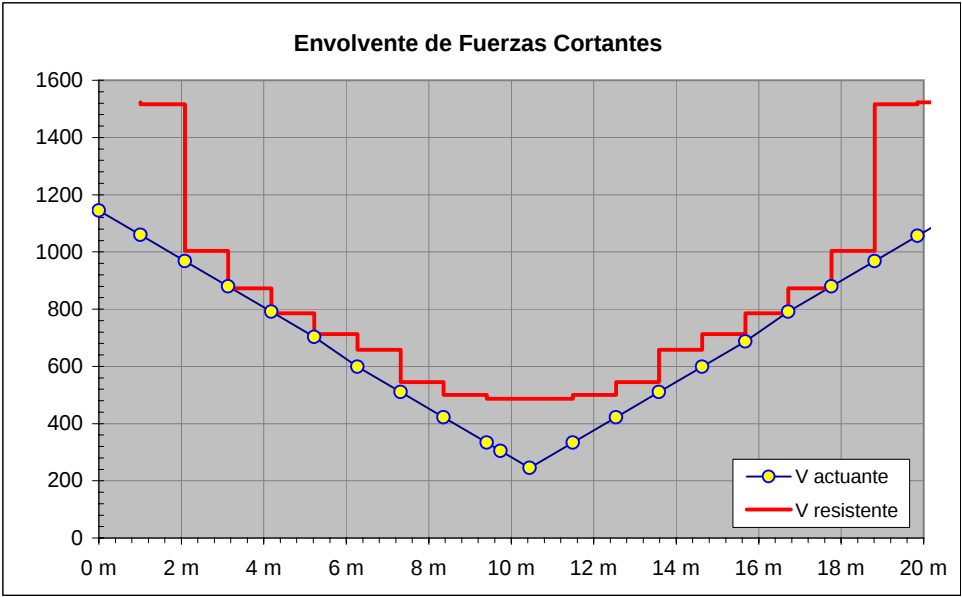
Luego V_c (kN) V_s (kN) s (cm)
 296.964 968.848 11.72 en viga interior
 274.496 867.207 13.09 en viga exterior

SECCION	α (rad)	Vcarril	Vcamión	Vsc+I	V_{DC1}	$V_{DC2int+}$	$V_{DC2ext+}$	V_{DC3}	V_{DW}
0	-0.081	97.19	280.77	425.671	104.696	146.025	122.650	76.928	33.795
0.04822967	-0.073	87.81	265.09	398.335	94.597	133.929	111.814	69.507	30.535
0.1	-0.064	77.75	248.27	368.992	83.757	120.945	100.183	61.542	27.036
0.15	-0.056	68.03	232.02	340.653	73.287	108.405	88.949	53.849	23.657
0.2	-0.048	58.31	215.77	312.313	62.818	95.865	77.715	46.157	20.277
0.25	-0.040	48.59	199.52	283.973	52.348	83.325	66.481	38.464	16.898
0.3	-0.032	38.87	183.27	255.634	41.878	57.035	48.373	30.771	13.518
0.35	-0.024	29.16	167.02	227.294	31.409	44.495	37.139	23.078	10.139
0.4	-0.016	19.44	150.77	198.955	20.939	31.955	25.905	15.386	6.759
0.45	-0.008	9.72	134.52	170.615	10.470	19.415	14.671	7.693	3.380
	-0.005	6.58	129.26	161.452	7.084	15.360	11.039	5.205	2.287
0.5	0.000	0.00	118.27	142.275	0.000	6.875	3.438	0.000	0.000
0.55	0.008	-9.72	-134.52	-170.615	-10.470	-19.415	-14.671	-7.693	-3.380
0.6	0.016	-19.44	-150.77	-198.955	-20.939	-31.955	-25.905	-15.386	-6.759
0.65	0.024	-29.16	-167.02	-227.294	-31.409	-44.495	-37.139	-23.078	-10.139
0.7	0.032	-38.87	-183.27	-255.634	-41.878	-57.035	-48.373	-30.771	-13.518
0.75	0.040	-48.59	-199.52	-283.973	-52.348	-69.575	-59.606	-38.464	-16.898
0.8	0.048	-58.31	-215.77	-312.313	-62.818	-95.865	-77.715	-46.157	-20.277
0.85	0.056	-68.03	-232.02	-340.653	-73.287	-108.405	-88.949	-53.849	-23.657
0.9	0.064	-77.75	-248.27	-368.992	-83.757	-120.945	-100.183	-61.542	-27.036
		-87.47							

0.95	0.073	-87.47	-264.52	-397.332	-94.226	-133.485	-111.416	-69.235	-30.416
1	0.081	-97.19	-280.77	-425.671	-104.696	-146.025	-122.650	-76.928	-33.795
0									
0.5h	-0.08	90.68	269.88	406.688	97.6828125	137.625	115.125	71.775	31.532
L-0.5h	0.08	-90.68	-269.88	-406.688	-97.6828125	-137.625	-115.125	-71.775	-31.532



x	Vi (kN)	Mmax (kN)	fpe (Mpa)	fd (Mpa)	Mcr (kN.m)	Vci	f _{pc}	Vp	Vcw	Vc	Vu	Vs	Espac (cm)	V resistente
0.000 m	536.394	0	8.1971	0	1231.681	287.451	8.1705	264.379	1052.239	1034.749	1144.920	312.22	15	1522.718
1.008 m	498.378	400.464	10.5785	-2.0503	1266.984	1843.280	8.1754	238.925	1027.047	1027.047	1059.660	219.61	15	1516.171
2.090 m	457.571	780.776	12.8660	-4.0308	1299.724	1005.743	8.1801	211.586	999.960	999.960	968.141	139.03	20	1332.352
3.135 m	418.159	1099.379	14.8114	-5.7271	1326.279	726.804	8.1841	185.168	973.757	726.804	879.751	308.20	25	1003.692
4.180 m	378.747	1370.125	16.4974	-7.2108	1347.856	573.229	8.1876	158.737	947.512	573.229	791.362	357.78	25	873.153
5.225 m	339.335	1593.015	17.9240	-8.4817	1364.456	469.583	8.1905	132.297	921.229	469.583	702.972	357.44	25	785.054
6.270 m	299.923	1768.048	19.0913	-9.4725	1383.263	385.006	8.1929	105.848	894.909	385.006	598.255	318.82	25	713.164
7.315 m	260.511	1901.788	19.9991	-10.2507	1397.092	320.030	8.1947	79.392	868.553	320.030	509.865	279.81	25	657.934
8.360 m	221.099	2000.800	20.6476	-10.8161	1405.944	262.314	8.1961	52.931	842.163	262.314	421.476	233.54	30	544.557
9.405 m	181.687	2051.955	21.0366	-11.1689	1409.818	210.077	8.1969	26.466	815.742	210.077	333.086	181.79	30	500.155
9.743 m	168.944	2058.257	21.1070	-11.2374	1410.006	193.963	8.1970	17.909	807.192	193.963	304.506	164.28	30	486.459
10.450 m	142.275	2055.254	21.1663	-11.3089	1408.714	168.295	8.1971	0.000	789.290	168.295	244.697	119.58	30	464.641
11.495 m	181.687	2051.955	21.0366	-11.1689	1409.818	210.077	8.1969	-26.466	815.742	210.077	333.086	181.79	30	500.155
12.540 m	221.099	2000.800	20.6476	-10.8161	1405.944	262.314	8.1961	-52.931	842.163	262.314	421.476	233.54	30	544.557
13.585 m	260.511	1901.788	19.9991	-10.2507	1397.092	320.030	8.1947	-79.392	868.553	320.030	509.865	279.81	25	657.934
14.630 m	299.923	1768.048	19.0913	-9.4725	1383.263	385.006	8.1929	-105.848	894.909	385.006	598.255	318.82	25	713.164
15.675 m	339.335	1593.015	17.9240	-8.4817	1364.456	462.708	8.1905	-132.297	921.229	469.583	686.644	338.23	25	785.054
16.720 m	378.747	1370.125	16.4974	-7.2108	1347.856	573.229	8.1876	-158.737	947.512	573.229	791.362	357.78	25	873.153
17.765 m	418.159	1099.379	14.8114	-5.7271	1326.279	726.804	8.1841	-185.168	973.757	726.804	879.751	308.20	25	1003.692
18.810 m	457.571	780.776	12.8660	-4.0308	1299.724	1005.743	8.1801	-211.586	999.960	999.960	968.141	139.03	20	1332.352
19.855 m	496.983	414.316	10.6613	-2.1217	1268.191	1786.975	8.1756	-237.990	1026.122	1027.047	1056.530	215.93	15	1516.171
20.900 m	536.394	0	8.1971	4.2648E-15	1231.681	287.451	8.1705	-264.379	1052.239	1034.749	1144.920	312.22	15	1522.718



Cortante

Resistencia I

1) Refuerzo cortante transversal. Este refuerzo se requiere en cualquier sección donde:

$$V_u > 0.5\phi(V_c + V_p)$$

donde:

V_c : resistencia cortante nominal del concreto

V_p : componente vertical de la fuerza de pretensado.

$$V_{R1_int}(x) := \eta_{resist} \left[\begin{array}{l} 1.25 \cdot (V_{DC1}(x) + V_{DC2_int}(x) + V_{d_int}(x) + V_{DC3}(x)) + 1.50 \cdot V_{DW}(x) \dots \\ + 1.75 \cdot (V_{L_int}(x) + V_{vereda}(x)) \end{array} \right]$$

$$V_{R1_ext}(x) := \eta_{resist} \left[\begin{array}{l} 1.25 \cdot (V_{DC1}(x) + V_{DC2_ext}(x) + V_{d_ext}(x) + V_{DC3}(x)) + 1.50 \cdot V_{DW}(x) \dots \\ + 1.75 \cdot (V_{L_ext}(x) + V_{vereda}(x)) \end{array} \right]$$

$$V_{R1_int}(0L) = 1117.04 \text{ kN}$$

$$V_{R1_ext}(0L) = 995.63 \text{ kN}$$

2) Mínimo refuerzo transversal. El refuerzo transversal donde sea requerido no será menor que:

$$A_v := 0.083 \sqrt{f'_{cviga} \cdot \text{MPa}} \cdot \frac{b_v \cdot s}{f_y}$$

donde:

A_v : área del refuerzo transversal dentro de s

s : espaciamiento del refuerzo

b_v : ancho del alma

f_y : esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

f'_{cviga} : calidad del concreto de la viga

$$f'_{cviga} = 45 \text{ MPa}$$

$$d_e(i) := d_p(i) - 0.5 \cdot \beta_1 \cdot c(i) \quad \begin{array}{l} \text{distancia entre las resultantes de las fuerzas} \\ \text{de tracción y compresión debidas a flexión} \end{array}$$

$$d_p(i) \quad \begin{array}{l} \text{distancia entre la fibra extrema a compresión} \\ \text{y el eje de la armadura a tracción} \end{array}$$

$$d_v(i) := \begin{cases} d_e(i) & \text{if } d_e(i) > \max(0.72 \cdot h, 0.9 d_p(i)) \\ \max(0.72 \cdot h, 0.9 d_p(i)) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\begin{array}{lll} \text{diámetro del estribo} & \phi_v = \frac{1}{2} \text{ in} & A_v := 2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_v^2}{4} \quad A_v = 2.53 \text{ cm}^2 \end{array}$$

3) Contribución del pretensado a la resistencia por corte

V_p : Componente vertical de la fuerza de pretensado

$$V_p(i) := -P_o \cdot \sin(\zeta(i)) \cdot F_{pCF}(i)$$

4) Determinación de β y θ

$$\phi_v := 0.9$$

$$v(i) := \frac{V_{R1_ext}(i \cdot 1m) - \phi_v \cdot V_p(i)}{\phi_v \cdot b_v \cdot d_v(i) \cdot f'_{cviga}}$$

$$\varepsilon_x(i, \theta) := \frac{\frac{\mu_{ext}(i \cdot 1m)}{d_v(i)} + 0.5 \cdot \frac{V_{R1_ext}(i \cdot 1m)}{\tan(\theta)} - A_{ps} \cdot f_{po}(i)}{E_s \cdot A_s(i) + E_p \cdot A_{ps}} \quad F_e(i) := \frac{E_s \cdot A_s(i) + E_p \cdot A_{ps}}{E_{ci} \cdot A_c + E_s \cdot A_s(i) + E_p \cdot A_{ps}}$$

$$\varepsilon_x(i, \theta) := \begin{cases} \varepsilon_x(i, \theta) & \text{if } \varepsilon_x(i, \theta) > 0 \\ \varepsilon_x(i, \theta) \cdot F_e(i) & \text{otherwise} \end{cases} \quad (\text{deformación longitudinal})$$

$$d_v(0) = 1.01 \text{ m} \quad x1 := d_v(0) \div 1m$$

$$x1 = 1.01 \text{ m} \quad v(x1) = 0.13 \quad \varepsilon_x(x1, \theta1) \cdot 10^3 = -0.14 \quad \theta1 = 21.6 \text{ deg} \quad \beta1 = 2.88$$

$$x2 = 3 \text{ m} \quad v(x2) = 0.11 \quad \varepsilon_x(x2, \theta2) \cdot 10^3 = -0.005 \quad \theta2 = 25.9 \text{ deg} \quad \beta2 = 2.74$$

$$x3 = 7 \text{ m} \quad v(x3) = 0.07 \quad \varepsilon_x(x3, \theta3) \cdot 10^3 = 1.265 \quad \theta3 = 36.4 \text{ deg} \quad \beta3 = 2.23$$

$$\text{conservadoramente tomamos} \quad \beta(i) := 2$$

5) Resistencia nominal al corte: Se determinará como el menor valor entre:

$$V_c(i) := 0.083 \cdot \beta(i) \cdot \sqrt{f'_{cviga} \cdot \text{MPa}} \cdot b_v \cdot d_v(i)$$

$\alpha := 90 \text{ deg}$
(para estribos rectos)

$$V_s(x) := \begin{cases} \frac{|V_u(x)|}{\phi_v} - V_c\left(\frac{x}{1m}\right) & \text{if } \frac{|V_u(x)|}{\phi_v} - V_c\left(\frac{x}{1m}\right) > 0 \text{ kN} \\ 0.1 \text{ kN} & \text{otherwise} \end{cases}$$

refuerzo transversal mínimo

$$s_{\max} := \min\left(0.8 \cdot d_v(0), 600 \text{ mm}, \frac{f_y \cdot A_v}{0.083 \cdot \sqrt{f'_{cviga} \cdot \text{MPa}} \cdot b_v}\right) \quad s_{\max} = 600 \text{ mm}$$

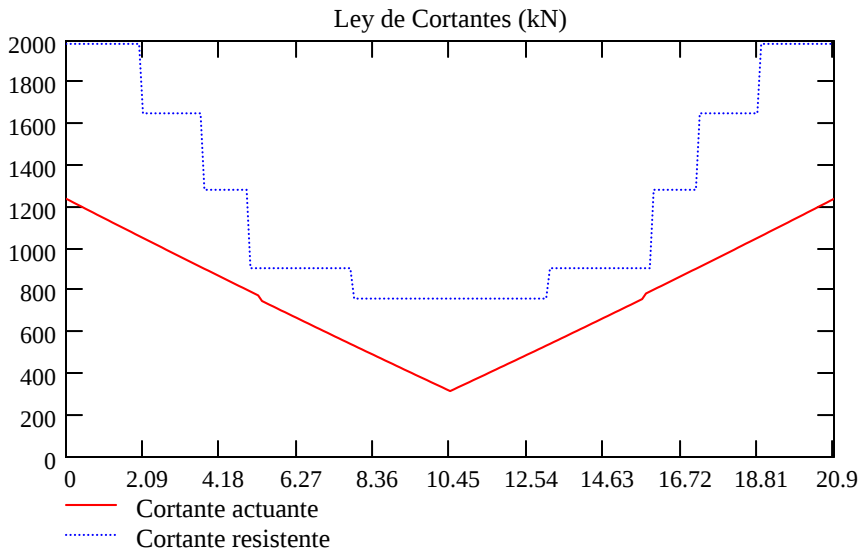
refuerzo transversal requerido

siendo:

$$\text{paso}(x) := \begin{cases} s \leftarrow \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \left(\frac{x}{1\text{m}} \right) \cdot \left(\frac{1}{\tan(\theta(x))} + \frac{1}{\tan(\alpha)} \right) \cdot \sin(\alpha)}{V_s(x)} \\ s \text{ if } s < s_{\max} \\ s_{\max} \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$L = 20.9 \text{ m}$$

$\text{Long}_0 = 0 \text{ m}$	$\text{paso}(\text{Long}_0) = 0.26 \text{ m}$	$\text{paso1} = 0.15 \text{ m}$	$\text{cant1} = 26$
$\text{Long}_1 = 3.75 \text{ m}$	$\text{paso}(\text{Long}_1) = 0.3 \text{ m}$	$\text{paso2} = 0.2 \text{ m}$	$\text{cant2} = 20$
$\text{Long}_2 = 7.75 \text{ m}$	$\text{paso}(\text{Long}_2) = 0.4 \text{ m}$	$\text{paso3} = 0.25 \text{ m}$	$\text{cant3} = 11$
$\text{Long}_3 = 10.5 \text{ m}$	$\text{paso}(\text{Long}_3) = 0.6 \text{ m}$	$\text{paso4} = 0.25 \text{ m}$	$\text{cant4} = -0.2$



diámetro
del estribo

$$\phi_v = \frac{1}{2} \text{ in}$$

Segun AASHTO 5.8.3.5 se debe verificar la demanda adicional del refuerzo longitudinal causado por la fuerza de corte.

$$f_y \cdot A_s + f_{ps} \cdot A_{ps} \geq \frac{M_u}{d_v \cdot \phi} + 0.5 \cdot \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \cdot V_s - V_p \right) \cdot \cot(\theta)$$

$$\phi = 1 \quad \phi_c := 0.8$$

$$\text{Demanda}(i) := \frac{M_u(i \cdot 1\text{m})}{d_v(i) \cdot \phi} + 0.5 \cdot \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\frac{|V_u(i \cdot 1\text{m})|}{\phi_v} - 0.5 \cdot V_s(i \cdot 1\text{m}) - V_p(i) \right) \cdot \cot(\theta(i \cdot 1\text{m}))$$

posición

i·1m =
0 m

Demanda(i) =
kN

$f_y \cdot A_s(i) + f_{ps}(i) \cdot A_{ps} =$
kN

$V_n(i \cdot 1m) =$
kN

$\frac{|V_u(i \cdot 1m)|}{\phi_v} =$
kN

0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15

1186.88
1994.88
2713.67
3156.94
3707.45
4168.35
4278.09
4558.17
4778.10
4907.82
4947.35
4984.97
5004.01
4932.04
4771.15
4548.26

6217.77
6288.79
6337.67
6372.79
6398.70
6418.06
6432.51
6443.11
6450.55
6455.25
6457.49
6457.37
6454.90
6449.93
6442.20
6431.25

1985.64
1985.64
1985.64
1652.21
1284.06
1284.06
907.01
907.01
761.53
761.53
761.53
761.53
761.53
761.53
761.53
907.01
907.01

1241.16
1150.56
1060.77
971.81
883.67
796.35
691.70
606.02
521.16
437.11
353.89
362.17
445.48
529.60
614.55
700.31



Deflexión por efecto de postensado

$$F_{pCF}\left(\frac{0.5L}{1m}\right) = 0.744 \quad \text{pérdidas de preesfuerzo totales} \quad (\text{método aproximado})$$

$$W_o := \frac{8 \cdot P_o \cdot e_{m\acute{a}x}}{L^2} \quad W_o = -33.93 \frac{kN}{m} \quad \text{carga distribuida equivalente}$$

$$\Delta_{\text{pretensado}}(x) := \left(\frac{F_{pCF}\left(\frac{0.5L}{1m}\right) \cdot W_o}{E_{c\text{viga}} \cdot I_g} \right) \cdot \left(\frac{L \cdot x^3}{12} - \frac{x^4}{24} - \frac{L^3 \cdot x}{24} \right) \quad \Delta_{\text{pretensado}}(0.5L) = 27.05 \text{ mm}$$

Deflexiones por efecto de carga permanente

La deflexión diferida o adicional en el tiempo, resulta del flujo plástico del concreto y de la contracción de fraguado de los elementos en flexión, podrá estimarse multiplicando la deflexión inmediata causada por las cargas sostenidas (carga permanente) por el coeficiente de fluencia

Existirá una contraflecha tal que, para la carga permanente, resulte una geometría coherente con la razante prevista en el diseño geométrico. La contraflecha será una valor intermedio entre la estrictamente necesaria a tiempo cero y la que necesitaría una vez estabilizados los efectos diferidos de fluencia y retracción.

$$I_g = 0.0683 \text{ m}^4 \quad \text{momento de inercia de la viga}$$

$$I_{ci} = 0.1542 \text{ m}^4 \quad \text{momento de inercia de la sección compuesta en viga interior}$$

$$I_{ce} = 0.1461 \text{ m}^4 \quad \text{momento de inercia de la sección compuesta en viga exterior}$$

$$\theta_{\text{prestress}} = -0.0041409 \quad \text{giro por efecto del pretensado}$$

$$\theta_{DC_int} = 0.0041305 \quad \text{giro por cargas permanentes instantáneas en la viga interior}$$

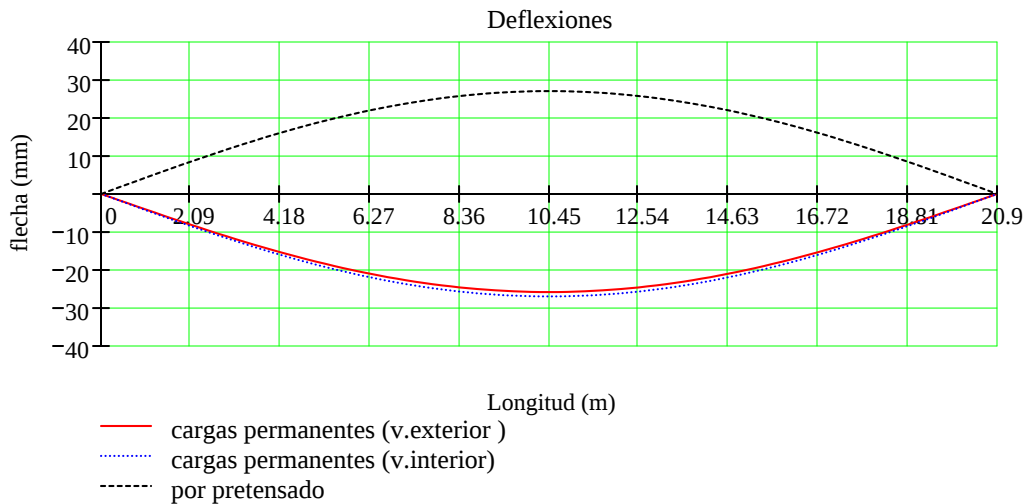
$$\theta_{DC_ext} = 0.003954 \quad \text{giro por cargas permanentes instantáneas en la viga exterior}$$

Coeficiente de retracción de la viga

$$\varepsilon_{CS} = -0.0002902$$

Coeficiente de Fluencia del concreto

$$\phi_{\text{tablero}} = 1.97 \quad \varepsilon_{\text{creep}} = -0.0004084$$



Fechas por efecto de cargas permanentes [mm]

Posición	0.0 L	0.1 L	0.2 L	0.3 L	0.4 L	0.5 L	0.6 L	0.7 L	0.8 L	0.9 L	1.0 L
Víga exterior	0.0	-7.4	-14.1	-19.3	-22.6	-23.7	-22.6	-19.3	-14.1	-7.4	0.0
Víga interior	0.0	-8.2	-15.4	-21.1	-24.7	-26.0	-24.7	-21.1	-15.4	-8.2	0.0

$$\Delta := (\Delta_{\text{pretensado}}(0.5L) + \Delta_{\text{DC_max}} \times \phi_{\text{tablero}})$$

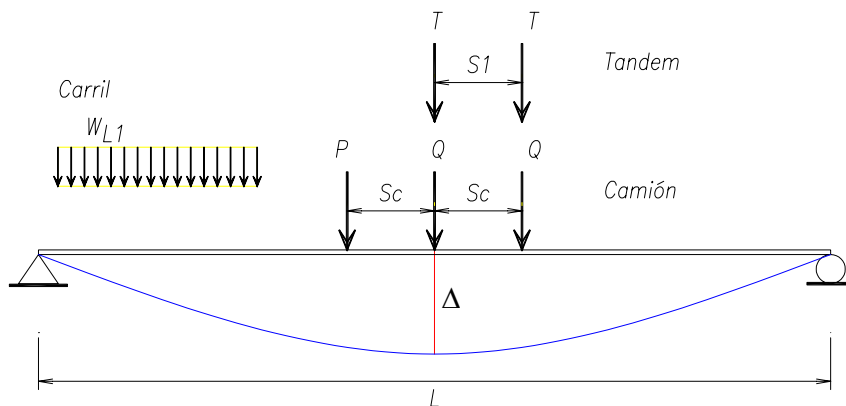
$$\Delta = -25.99 \text{ mm} \quad (\text{desplazamiento máximo por cargas permanente})$$

Deflexiones por efecto de carga viva

Para el cálculo de las deflexiones por carga viva se considerarán todos los carriles cargados y se asume que el tablero se desplaza de manera conjunta con todas las vigas, también se tomará en cuenta el coeficiente de amplificación dinámica en el camión de diseño...

La deflexión se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores

- La deflexión debida al camión de diseño solamente
- La deflexión debida al 25% del camión de diseño considerando conjuntamente con la carga de carril de diseño



$$S1 = 1.20 \text{ m}$$

$$Sc = 4.30 \text{ m}$$

$$Q = 145 \text{ kN}$$

$$P = 35 \text{ kN}$$

$$T = 110 \text{ kN}$$

$$W_{L1} = 9.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

datos de diseño:

$$I_{ce} = 14606938.93 \text{ cm}^4 \quad \text{momento de inercia en la viga exterior}$$

$$I_{ci} = 15416463.742 \text{ cm}^4 \quad \text{momento de inercia en la viga interior}$$

el momento de inercia promedio es;

$$I_{e_prom} := \left[2 \cdot I_{ce} + (N_{vigas} - 2) \cdot I_{ci} \right] \div N_{vigas} \quad I_{e_prom} = 15092653.817 \text{ cm}^4$$

$$\text{Desplazamiento máximo por la carga de camión} \quad \Delta_{\text{Camión}} = -4.24 \text{ mm}$$

$$\text{Desplazamiento máximo por la carga de tandem} \quad \Delta_{\text{Tandem}} = -3.24 \text{ mm}$$

$$\text{Desplazamiento máximo por la carga de carril} \quad \Delta_{\text{Carril}} = -1.81 \text{ mm}$$

$$\max(|\Delta_{\text{Camión}}|, |\Delta_{\text{Tandem}}|) = 4.244 \text{ mm}$$

desplazamiento máximo

$$\Delta_{\max} = 5.64 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\max_permisible} := \frac{L}{800}$$

$$\Delta_{\max_permisible} = 26.13 \text{ mm}$$

giros

$$\theta_{DC_interior} := \theta_{DC_int} \cdot \phi_{\text{tablero}} + \theta_{\text{prestress}} \quad \theta_{DC_interior} = 0.0039791 \text{ rad}$$

$$\theta_{DC_exterior} := \theta_{DC_ext} \cdot \phi_{\text{tablero}} + \theta_{\text{prestress}} \quad \theta_{DC_exterior} = 0.0036321 \text{ rad}$$

$$\theta_{SC} = 0.002317 \text{ rad}$$

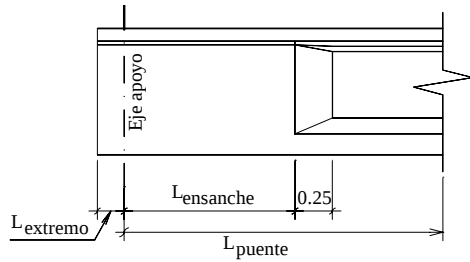
$$\theta_{\max} := (\max(\theta_{DC_interior}, \theta_{DC_exterior}) + \theta_{SC})$$

$$\theta_{\max} = 6.30 \text{ mrad}$$

Acciones para el diseño de estribos

$$L = 20.9 \text{ m}$$

$$\text{Skew} = 33 \text{ deg}$$



$$L_{\text{extremo}} = 0.5 \text{ m}$$

longitud entre extremo de viga y eje de apoyo)

$$L_{\text{ensanche}} = 1.6 \text{ m}$$

longitud de ensanche del alma, medido a partir del apoyo, tomar como mínimo el canto de la viga

$$w_{\text{deck}} = 11.5 \text{ m}$$

$$\text{Ancho_estribo} = 13.712 \text{ m}$$

Por cargas permanentes

Peso de viga

Área de la viga en los extremos

$$A_{\text{viga_extremo}} = 0.588 \text{ m}^2$$

Área de la viga en vano central

$$A_g = 0.4007 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen_viga} = 9.61 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen_viga} \cdot N_{\text{vigas}} \cdot \gamma_c = 1201.28 \text{ kN}$$

Peso de losa

$$\left[2 \cdot DC_{2_ext} + DC_{2_int} \cdot (N_{\text{vigas}} - 2) \right] \cdot (L + 2 \cdot L_{\text{extremo}}) = 1259.250 \text{ kN}$$

Peso de las vigas transversales

$$DC_{\text{diaf}} \cdot (N_{\text{ro_diaf_interm}} + 2) = 275.000 \text{ kN}$$

Peso muerto

$$DC_3 \cdot \left[(L + 2 \cdot L_{\text{extremo}}) \cdot N_{\text{vigas}} \right] = 411.720 \text{ kN}$$

Superficie asfáltica e instalaciones para servicios públicos

$$DW \cdot \left[(L + 2 \cdot L_{\text{extremo}}) \cdot N_{\text{vigas}} \right] = 366.442 \text{ kN}$$

$$\boxed{R_D = 1756.85 \text{ kN}}$$

Por carga viva

$$\text{Reacción por carga de Camión} \quad V_{\text{camión}}(0L) = 280.766 \text{ kN}$$

$$\text{Reacción por carga de Tandem} \quad V_{\text{tandem}}(0L) = 213.684 \text{ kN}$$

$$\text{Reacción por carga de Carril} \quad V_{\text{carril}}(0L) = 97.185 \text{ kN}$$

$$\text{Reacción por carga de vereda} \quad V_{\text{vereda}}(0L) = 9.029 \text{ kN}$$

$$\boxed{R_L = 941.21 \text{ kN}}$$

Fuerza de Frenado

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores

- i) 25% de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, ó
- ii) 5% del camión de diseño más la carga de carril ó 5% del tándem de diseño más la carga de carril

$$\text{Peso del camión} \quad P_{\text{camión}} = 325 \text{ kN}$$

$$\text{Peso del tándem} \quad P_{\text{tandem}} = 220 \text{ kN}$$

$$\text{Peso de carga de carril} \quad P_{\text{carril}} = 194.37 \text{ kN}$$

$$\text{Número de vías} \quad \text{Nro}_{\text{vías}} = 2$$

$$BR_I := \max(0.25 \cdot P_{\text{camión}}, 0.25 \cdot P_{\text{tandem}}) \cdot \text{Nro}_{\text{vías}} \quad BR_I = 162.5 \text{ kN}$$

$$BR_{II} := 0.05 \max(P_{\text{camión}} + P_{\text{carril}}, P_{\text{tandem}} + P_{\text{carril}}) \cdot \text{Nro}_{\text{vías}} \quad BR_{II} = 51.937 \text{ kN}$$

$$BR := \max(BR_I, BR_{II}) \quad \boxed{BR = 162.5 \text{ kN}}$$

Acciones para el diseño de neoprenos

Desplazamientos

Dimensiones del Neopreno	$A = 400 \text{ mm}$	dimensión en el sentido transversal
	$B = 250 \text{ mm}$	dimensión en el sentido de las vigas
	$e_n = 72 \text{ mm}$	espesor neto del neopreno
	$G = 0.9 \text{ MPa}$	
	$\Delta T = 20$	variación de temperatura (°C)
	$\text{Coef_sism} = 0.32$	coeficiente sísmico

$$\text{deformación unitaria por retracción y fluencia} \quad \varepsilon_{\text{creep}} + \varepsilon_{\text{cs}} = -0.0006986$$

$$\text{por fluencia} \quad \Delta_{\text{creep}} := \varepsilon_{\text{creep}} \cdot (0.5L) \quad \Delta_{\text{creep}} = -4.27 \text{ mm}$$

$$\text{por retracción} \quad \Delta_{\text{shrinkage}} := \varepsilon_{\text{cs}} \cdot (0.5L) \quad \Delta_{\text{shrinkage}} = -3.03 \text{ mm}$$

$$\text{por temperatura} \quad \Delta_{\text{temperature}} := \Delta T \times 0.0000108 \times (0.5L) \quad \Delta_{\text{temperature}} = 2.26 \text{ mm}$$

$$\text{por frenado} \quad \Delta_{\text{frenado}} = 6.5 \text{ mm}$$

$$\text{por sismo} \quad \Delta_{\text{sismo}} = 44.975 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{Total_I}} := \Delta_{\text{creep}} + \Delta_{\text{shrinkage}} - \Delta_{\text{temperature}} - \Delta_{\text{frenado}} \quad \Delta_{\text{Total_I}} = -16.1 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{Total_II}} := \Delta_{\text{creep}} + \Delta_{\text{shrinkage}} - \Delta_{\text{temperature}} - \Delta_{\text{sismo}} \quad \Delta_{\text{Total_II}} = -54.5 \text{ mm}$$

Giros

$$\theta_{\text{SC}} = 0.0023174$$

$$\theta_{\text{DC_interior}} = 0.0039791 \text{ rad}$$

$$\theta_{\text{DC_exterior}} = 0.0036321 \text{ rad}$$

$$\theta_{\text{max}} = 6.30 \text{ mrad}$$

desplazamientos en las juntas de dilatación por condiciones de servicio

$$\delta_{\text{max}} = -16.1 \text{ mm} \quad \text{dilatación}$$

$$\delta_{\text{min}} = 8.757 \text{ mm} \quad \text{contracción}$$

Por cargas permanentes

$$R_{\text{ext_D}} := 0.5 \cdot \left[\begin{array}{l} \text{Volumen_viga} \cdot \gamma_c + (DC_{2_ext}) \cdot (L + 2 \cdot L_{\text{extremo}}) \dots \\ + DC_3 \cdot (L + 2 \cdot L_{\text{extremo}}) \dots \\ + DW \cdot ((L + 2 \cdot L_{\text{extremo}})) \end{array} \right] + V_{d_ext}(0L)$$

$$R_{\text{ext_D}} = 325.97 \text{ kN}$$

$$R_{\text{int_D}} := 0.5 \cdot \left[\begin{array}{l} \text{Volumen_viga} \cdot \gamma_c + (DC_{2_int}) \cdot (L + 2 \cdot L_{\text{extremo}}) \dots \\ + DC_3 \cdot (L + 2 \cdot L_{\text{extremo}}) \dots \\ + DW \cdot ((L + 2 \cdot L_{\text{extremo}})) \end{array} \right] + V_{d_int}(0L)$$

$$R_{\text{int_D}} = 349.97 \text{ kN}$$

Por sobrecarga

$$(g_{\text{Mint}} \ g_{\text{Vint}} \ g_{\text{Mext}} \ g_{\text{Vext}}) = (0.69 \ 0.816 \ 0.708 \ 0.708)$$

$$R_{\text{ext_L}} := (\max(V_{\text{camión}}(0 \cdot L), V_{\text{tandem}}(0 \cdot L)) + V_{\text{carril}}(0 \cdot L)) \cdot g_{\text{Vext}} \cdot r_{\text{Vskew}}$$

$$R_{\text{ext_L}} = 296.68 \text{ kN}$$

$$R_{\text{int_L}} := (\max(V_{\text{camión}}(0 \cdot L), V_{\text{tandem}}(0 \cdot L)) + V_{\text{carril}}(0 \cdot L)) \cdot g_{\text{Vint}} \cdot r_{\text{Vskew}}$$

$$R_{\text{int_L}} = 341.93 \text{ kN}$$

Presiones en los neoprenos

$$\sigma_{\text{medio_ext}} := \frac{R_{\text{ext_D}} + R_{\text{ext_L}}}{A \cdot B}$$

$$\sigma_{\text{medio_ext}} = 6.23 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{medio_int}} := \frac{R_{\text{int_D}} + R_{\text{int_L}}}{A \cdot B}$$

$$\sigma_{\text{medio_int}} = 6.92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Diseño de la Losa:

Estructura: Puente Huamanmarca

$$L := 20.90\text{m}$$

Calidad del concreto a los 28 días $f_c := 28\text{MPa}$

Peso específico del concreto $\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Esfuerzo de fluencia de la armadura pasiva

Peso específico asfalto $\gamma_a := 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

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

Espesor de la vereda $e_{\text{vereda}} := 0.25\text{m}$

$$f_y = 411.88\text{ MPa}$$

Ancho de vereda $a_{\text{vereda}} := 0.60\text{m}$

Separación de los elementos de apoyo $S := 2.40\text{m}$

distancia entre la carga de rueda extrema al eje de la viga exterior $X1 := 0.001\text{m}$ $X2 := 0.001\text{m}$

Espesor del asfalto $e_{\text{asfalto}} := 0.05\cdot\text{m}$

ancho de calzada

$$w_{\text{roadway}} := \text{"variable"}$$

Carga viva peatonal $SC_{\text{peat}} := 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Espesor mínimo de la losa: Segun AASHTO 2.5.2.6.3

$$h_{\text{losa}} := \max\left(165\text{mm}, \frac{S + 3000\text{mm}}{30}\right)$$

$$h_{\text{losa}} = 0.18\text{ m}$$

Espesor de losa

$$e_{\text{Losa}} := 20\text{cm}$$

Medición de cargas

Peso propio	$W_{pp} := \gamma_c \cdot e_{Losa} \cdot 1m$	$W_{pp} = 5.00 \frac{kN}{m}$
-------------	--	------------------------------

Peso de la vereda	$W_{pv} := \gamma_c \cdot e_{vereda} \cdot 1m$	$W_{pv} = 6.25 \frac{kN}{m}$
-------------------	--	------------------------------

Peso asfalto	$W_{asfalto} := \gamma_a \cdot e_{asfalto} \cdot 1m$	$W_{asfalto} = 1.1 \frac{kN}{m}$
--------------	--	----------------------------------

Peso SC peatonal	$W_{sc_peat} := SC_{peat} \cdot 1m$	$W_{sc_peat} = 3.60 \frac{kN}{m}$
------------------	--------------------------------------	------------------------------------

Peso barrera de protección		$W_{baranda} := 0 \frac{kN}{m}$
----------------------------	--	---------------------------------

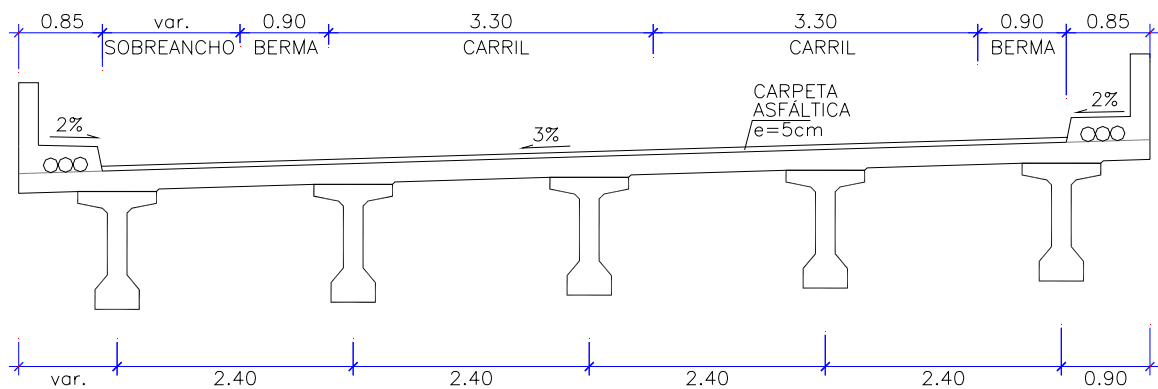
Peso baranda peatonal		$W_{imposta} := 4.25 \frac{kN}{m}$
-----------------------	--	------------------------------------

$\Phi_{barra} := \frac{5}{8} in$	$recubrimiento_{sup} := 5cm$
----------------------------------	------------------------------

$recubrimiento_{inf} := 3cm$

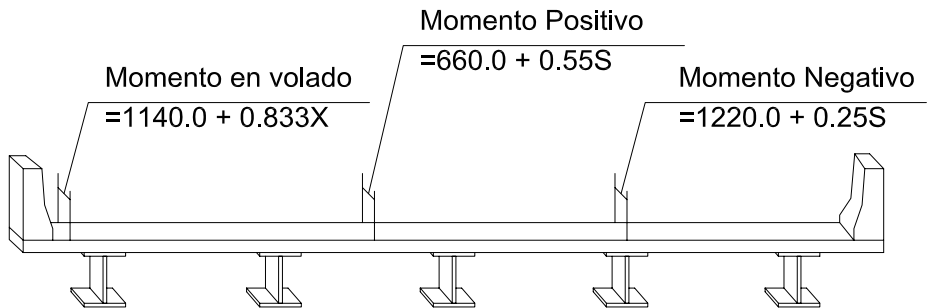
peralte efectivo	$d := e_{Losa} - recubrimiento_{sup} - \frac{\Phi_{barra}}{2}$	$d = 0.142 m$
------------------	--	---------------

$b := 100cm$



Evaluación de los anchos de las franjas equivalentes

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



Franja efectiva

para momento negativo

$$\text{Franja}_{\text{neg}} := 1220\text{mm} + 0.25 \cdot S$$

$$\text{Franja}_{\text{neg}} = 1.82 \text{ m}$$

Impacto := 33%

para momento positivo

$$\text{Franja}_{\text{pos}} := 660\text{mm} + 0.55 \cdot S$$

$$\text{Franja}_{\text{pos}} = 1.98 \text{ m}$$

$$X = 1 \times 10^{-3} \text{ m}$$

para volado

$$\text{Franja}_{\text{volado}} := 1140\text{mm} + 0.833X$$

$$\text{Franja}_{\text{volado}} = 1.141 \text{ m}$$

Diagrama de momentos flectores por sobrecarga

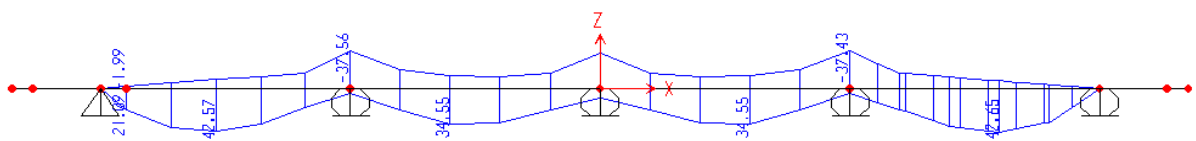


Diagrama de momentos flectores por peso propio y carga muerta

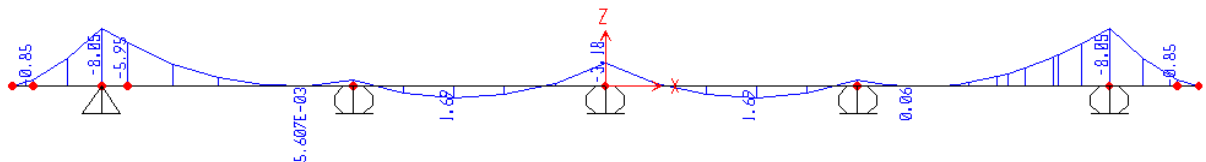
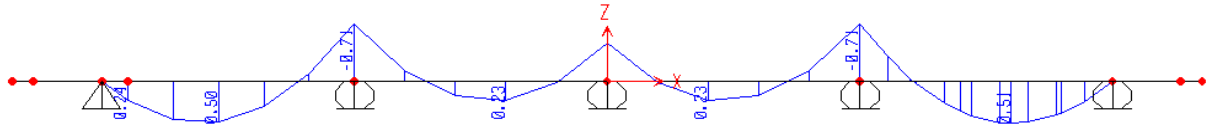


Diagrama de momentos flectores por peso asfalto



Extremo de viga (M-)	Momento positivo (M+)	Apoyo intermedio (M-)
$M_{LV} := 0.00 \text{ m} \cdot \text{kN}$	$M_{LV1} := 42.57 \text{ m} \cdot \text{kN}$	$M_{LP} := 37.56 \text{ m} \cdot \text{kN}$
$M_{SCUV} := 0.0 \text{ m} \cdot \text{kN}$	$M_{SCU1} := 0.0 \text{ m} \cdot \text{kN}$	$M_{SCUp} := 0.0 \text{ m} \cdot \text{kN}$
$M_{DCV} := 8.05 \text{ m} \cdot \text{kN}$	$M_{DCV1} := -1.39 \text{ m} \cdot \text{kN}$	$M_{DCp} := -1.26 \text{ m} \cdot \text{kN}$
$M_{DWV} := 0 \text{ m} \cdot \text{kN}$	$M_{DWV1} := 0.50 \text{ m} \cdot \text{kN}$	$M_{DWp} := -0.71 \text{ m} \cdot \text{kN}$
$M_{SCV} := 0.00 \text{ m} \cdot \text{kN}$	$M_{SCV1} := 0.00 \text{ m} \cdot \text{kN}$	$M_{SCvp} := 0.00 \text{ m} \cdot \text{kN}$

Nota: No consideraremos el efecto de la carga de carril de acuerdo a lo indicado por el AASHTO

Estado Límite de resistencia

$$\eta_D := 0.95 \quad \eta_R := 0.95 \quad \eta_L := 1.05$$

$$\eta_{\text{resist}} := \begin{cases} \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_L & \text{if } \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_L > 0.95 \\ 0.95 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\eta_{\text{resist}} = 0.95$$

$$M_{SCUV} := 0 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$M_{SCU1} := 0 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$M_{SCUp} := 0 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Verificación del espesor de la losa

$$e_{\text{Losa}} = 0.2 \text{ m}$$

$$\eta_D := 1.0 \quad \eta_R := 1.0 \quad \eta_L := 1.0$$

$$\eta_{\text{serv}} := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_L \quad \eta_{\text{serv}} = 1$$

$$M_{\text{servicio}} := \eta_{\text{serv}} \cdot \left[\frac{M_{LP} \cdot 1 \text{ m}}{\text{Franja}_{\text{neg}}} \cdot (1 + \text{Impacto}) + M_{SCUp} + M_{DCp} + M_{DWp} + M_{SCvp} \right]$$

$$M_{\text{servicio}} = 25.478 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{relación modular} \quad n := \text{floor} \left(\frac{E_s}{E_{\text{concreto}}} \right) \quad n = 7$$

$$k := \frac{n}{\left(n + \frac{0.5 \cdot f_y}{0.4 \cdot f_c} \right)} \quad k = 0.276 \quad j := 1 - \frac{k}{3} \quad j = 0.908$$

$$d_{\text{losa}} := \sqrt{\frac{2}{(0.4 \cdot f_c \cdot k \cdot j \cdot 1 \cdot m)} \cdot M_{\text{servicio}}}$$

$$d_{\text{losa}} = 13.48 \text{ cm}$$

Nota = "Por inspección, observamos que el espesor de la losa escogido es el adecuado"

Refuerzo mínimo:

El acero mínimo será el correspondiente al necesario para resistir 1.2 veces el momento de agrietamiento

$$f_r := 0.63 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} \quad f_r = 3.334 \text{ MPa} \quad b := 1 \text{ m}$$

$$I_{cr} := \frac{b \cdot e_{\text{Losa}}^3}{12} \quad M_{cr} := \frac{f_r \cdot I_{cr}}{0.5 \cdot e_{\text{Losa}}} \quad M_{cr} = 22.2 \text{ m} \cdot \text{kN} \quad \phi := 0.9$$

$$M_{\min} := 1.2 \cdot M_{cr}$$

$$M_{\min} = 26.7 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$d = 0.142 \text{ m}$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{\min}}{0.85 \cdot f_c \cdot \phi \cdot b}} \quad a = 0.905 \text{ cm} \quad A_{s\min} := \frac{M_{\min}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad A_{s\min} = 5.2 \text{ cm}^2$$

Refuerzo negativo

a) En la zona de volado (viga exterior)

$$M_{u_{v1}} := \eta_{\text{resist}} \left[\frac{1.75 \cdot \frac{M_{LV} \cdot 1 \text{ m}}{\text{Franja}_{\text{volado}}}}{(1 + \text{Impacto})} + 1.75 \cdot M_{\text{SCUV}} + 1.75 \cdot M_{\text{SCV}} \dots \right. \\ \left. + 1.25 \cdot M_{\text{DCV}} + 1.50 \cdot M_{\text{DWV}} \right]$$

$$M_{u_{v1}} = 9.559 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$d = 0.142 \text{ m}$$

$$a_{v1} := d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{u_{v1}}}{0.85 \cdot f_c \cdot \phi \cdot b}} \quad a_{v1} = 0.318 \text{ cm}$$

$$A_{s_{v1}} := \frac{M_{u_{v1}}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{v1}}{2}\right)} \quad A_{s_{v1}} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := \max(A_{s_{v1}}, A_{s\min})$$

$$A_{s1} = 5.231 \text{ cm}^2$$

$$\phi_1 := \frac{5}{8} \text{ in}$$

$$\text{paso1} := 0.20 \text{ m}$$

$$As_{\text{sum_volado}} := \frac{A(\phi_1) \cdot 1 \text{ m}}{\text{paso1}}$$

$$As_{\text{sum_volado}} = 9.9 \text{ cm}^2$$

Verificación por fisuramiento

momento máximo para el estado límite de servicio	$M = 8.05 \text{ m} \cdot \text{kN}$
--	--------------------------------------

Momento de inercia de la sección fisurada	$I_{\text{cr}} = 9.331 \times 10^3 \text{ cm}^4$
---	--

Profundidad del eje neutro	$x = 37.976 \text{ mm}$
----------------------------	-------------------------

Esfuerzo actuante en el acero	$f_{s_{\text{act}}} = 62.9 \text{ MPa}$
-------------------------------	---

Parámetro relacionado con la fisura	$\gamma_c = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$
-------------------------------------	--

Espaciamiento mínimo del refuerzo, por requerimiento de fisuramiento	$\text{sep}_{\text{min}} = 300 \text{ mm}$
--	--

b) En la zona de apoyo intermedio

$$d = 0.142 \text{ m}$$

$$Mu_n := \eta_{\text{resist}} \cdot \left[1.75 \cdot \frac{M_{\text{Lp}} \cdot 1 \text{ m}}{\text{Franja}_{\text{neg}}} \cdot (1 + \text{Impacto}) + 1.75 \cdot M_{\text{SCUp}} + 1.75 \cdot M_{\text{SCvp}} \dots \right]$$

$$+ 1.25 M_{\text{DCp}} + 1.50 \cdot M_{\text{DWp}}$$

$$Mu_n = 43.124 \text{ m} \cdot \text{kN}$$



$$As_n = 8.644 \text{ cm}^2 \quad As_{\text{min1}} = 5.231 \text{ cm}^2$$

$$\text{USE} \quad A_s = 8.644 \text{ cm}^2$$

$$\phi_2 := \frac{5}{8} \text{ in}$$

$$\text{paso2} := 0.175 \text{ m}$$

$$As_{\text{sum_neg}} := \frac{A(\phi_2) \cdot 1 \text{ m}}{\text{paso2}}$$

$$As_{\text{sum_neg}} = 11.31 \text{ cm}^2$$

Verificación por fisuramiento

momento máximo para el estado límite de servicio	$M = 25.48 \text{ m}\cdot\text{kN}$
Momento de inercia de la sección fisurada	$I_{Cr} = 1.038 \times 10^4 \text{ cm}^4$
Profundidad del eje neutro	$x = 40.168 \text{ mm}$
Esfuerzo actuante en el acero	$f_{s_{act}} = 175.1 \text{ MPa}$
Parámetro relacionado con la fisura	$\gamma_c = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$
Espaciamiento mínimo del refuerzo, por requerimiento de fisuramiento	sep_min = 173 mm

Refuerzo positivo

a) En el vano lateral

$$M_{u_{pos}} := \eta_{resist} \left[1.75 \cdot \frac{M_{Lv1} \cdot 1m}{Franja_{pos}} \cdot (1 + Impacto) + 1.75 \cdot M_{SCU1} + 1.75 \cdot M_{SCv1} + 1.25 M_{DCv1} + 1.50 \cdot M_{DWv1} \right]$$

$$M_{u_{pos}} = 46.601 \text{ m}\cdot\text{kN} \quad d := e_{Losa} - \text{recubrimiento}_{inf} - \frac{\Phi_{barra}}{2} \quad d = 0.162 \text{ m}$$



$$A_{s_{pos}} = 8.108 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} = 5.231 \text{ cm}^2$$

$$A_{sp} = 8.108 \text{ cm}^2$$

$$\phi_3 := \frac{5}{8} \text{ in}$$

$$\text{paso3} := 0.20 \text{ m}$$

$$A_{s_sum_pos} := \frac{A(\phi_3) \cdot 1m}{\text{paso3}}$$

$$A_{s_sum_pos} = 9.897 \text{ cm}^2$$

Verificación por fisuramiento

momento máximo para el estado límite de servicio	$M = 27.70 \text{ m}\cdot\text{kN}$
Momento de inercia de la sección fisurada	$I_{Cr} = 1.245 \times 10^4 \text{ cm}^4$
Profundidad del eje neutro	$x = 40.962 \text{ mm}$
Esfuerzo actuante en el acero	$f_{s_{act}} = 188.6 \text{ MPa}$
Parámetro relacionado con la fisura	$\gamma_c = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$
Espaciamiento mínimo del refuerzo, por requerimiento de fisuramiento	sep_min = 242 mm

Refuerzo longitudinal Inferior

Se considera un porcentaje del refuerzo principal

$$\text{porcentaje} := \begin{cases} 67\% & \text{if } \frac{3840}{\sqrt{\text{Span}}} > 67\% \\ \frac{3840}{\sqrt{\text{Span}}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Span} = 2400$$

$$\text{porcentaje} = 67\%$$

$$\text{As}_{\text{sum_pos}} = 9.897 \text{ cm}^2$$

$$\text{As}_{\text{transv}} := \max(\text{porcentaje} \times \text{As}_{\text{sum_pos}}, \text{Asmin})$$

$$\text{As}_{\text{transv}} = 6.6 \text{ cm}^2$$

$$\phi_4 := \frac{1}{2} \text{ in}$$

$$\text{paso4} := 0.20 \text{ m}$$

Refuerzo longitudinal superior

Acero por temperatura

$$b_{\text{losa}} := 1 \text{ m}$$

$$A_t := \frac{0.75 \cdot b_{\text{losa}} \cdot e_{\text{Losa}}}{2 \cdot (b_{\text{losa}} + e_{\text{Losa}}) \cdot f_y \div \text{MPa}}$$

$$A_t = 0.152 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_t := \begin{cases} A_t & \text{if } 0.233 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \leq A_t < 1.27 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \\ 0.233 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_t = 2.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\phi_5 := \frac{3}{8} \text{ in}$$

$$\text{paso4} := 0.25 \text{ m}$$

Verificación por Cortante

$$\phi_v := 0.90$$

en zona de volado

en zona de apoyo intermedio

por carga vehicular

$$V_{L1} := 0.0 \text{ kN}$$

$$V_{L2} := 88.81 \text{ kN}$$

$$\text{Franja}_{\text{volado}} = 1.141 \text{ m}$$

por cargas permanentes

$$V_{DC1} := 14.69 \text{ kN}$$

$$V_{DC2} := 2.50 \text{ kN}$$

$$\text{Franja}_{\text{neg}} = 1.82 \text{ m}$$

por carga de asfalto

$$V_{w1} := 0.0 \text{ kN}$$

$$V_{w2} := 1.56 \text{ kN}$$

$$Vu_{v1} := \eta_{resist} \left[1.75 \cdot \frac{V_{L1}}{Franja_{volado}} \cdot (1 + Impacto) \cdot 1m + 1.25 \cdot V_{DC1} + 1.50 \cdot V_{w1} \right] \quad Vu_{v1} = 17.4 \text{ kN}$$

$$Vu_{v2} := \eta_{resist} \left[1.75 \cdot \frac{V_{L2}}{Franja_{neg}} \cdot (1 + Impacto) \cdot 1m + 1.25 \cdot V_{DC2} + 1.50 \cdot V_{w2} \right] \quad Vu_{v2} = 113.1 \text{ kN}$$

En la zona del apoyo de viga intermedio

$$Vu_{v2} = 113.087 \text{ kN}$$

$$d_v := \max \left(0.9 \cdot d, 0.72 \cdot e_{Losa}, d - \frac{a_i}{2} \right) \quad a_i = 1.496 \text{ cm} \quad d = 14.206 \text{ cm} \quad e_{Losa} = 20 \text{ cm}$$

$$d_v = 144 \text{ mm} \quad b_v := 1000 \text{ mm}$$



$$1000 \times \epsilon_x = 1.653 \quad s_{xe} = 121.739 \text{ mm}$$

$$\beta := 1.96$$

$$\theta := 37.2 \text{ deg}$$

Valores obtenidos de la tabla 5.8.3.4.2-2, por interpolación lineal

$$V_c := 0.083 \beta \cdot b_v \cdot d_v \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} \quad V_c = 123.958 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_c := \phi_v \cdot V_c \quad \phi_v V_c = 111.562 \text{ kN}$$

Nota = "No cumple"

Como no cumple la condición por cortante, incrementamos el refuerzo por flexión negativo

$$\phi_1 = \frac{5}{8} \text{ in} \quad \text{paso2} := 0.15 \text{ m}$$

$$\epsilon_x := \frac{\left(\frac{Mu_n}{d_v} + 0.5 \cdot Vu_{v2} \cdot \cot(\theta) \right)}{E_s \cdot As_{sum_neg}}$$

$$As_{sum_neg} := \frac{A(\phi_2) \cdot 1m}{paso2}$$

$$As_{sum_neg} = 13.2 \text{ cm}^2$$

$$s_{xe} := s_x \cdot \frac{35}{\left(\frac{a_g}{\text{mm}} + 16 \right)}$$

$$1000 \times \epsilon_x = 1.417 \quad s_{xe} = 121.739 \text{ mm}$$

$$\beta := 2.21$$

$$\theta := 35.6 \text{ deg}$$

Valores obtenidos de la tabla 5.8.3.4.2-2, por interpolación lineal

$$V_c := 0.083 \cdot \beta \cdot b_v \cdot d_v \sqrt{f_c \text{ MPa}} \quad V_c = 139.769 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_c := \phi_v \cdot V_c \quad \phi_v V_c = 125.792 \text{ kN}$$

Nota = "Por inspección, observamos que no se requiere refuerzo de corte"

Segun AASHTO 5.8.3.5 se debe verificar la demanda adicional de en el refuerzo longitudinal causado por la fuerza de corte.

$$\phi_f := 0.90$$

$$\text{Demanda} := \frac{M_{u_n}}{d_v \cdot \phi_f} + \frac{V_{u_v2}}{\phi_v} \cdot \frac{1}{\tan(\theta)} \quad \text{Demanda} = 508.26 \text{ kN}$$

$$A_{sn} := \frac{\text{Demanda}}{f_y} \quad A_{sn} = 12.34 \text{ cm}^2$$

Nota = "Por inspección, observamos que se cumple la interacción momento cortante"