

República de Panamá



MINISTERIO DE
OBRAS PÚBLICAS

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

CONSULTORÍA PARA EL DISEÑO URBANO DE LAS CALLES DE ISLA COLÓN,
CIRCUNVALACIÓN COSTERA LA FERIA – BOCA DE DRAGO – PLAYA BLUFF –
PLAYA PAUNCH, SISTEMA DE BOMBEO Y REMOZAMIENTO DEL PARQUE
SIMÓN BOLÍVAR

PROVINCIA BOCAS DEL TORO

Contrato UAL-3-01-2020

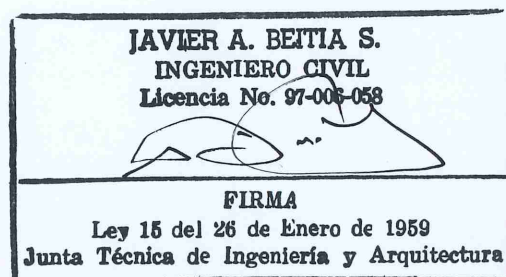


CONSORCIO PROYECO-INGEOTEC

12A. MEMORIA ESTRUCTURAL PARA EL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO MIMITIMBI

Versión 01

Enero, 2021



1088

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	1
2	METODOLOGÍA DE DISEÑO	1
2.1	CÓDIGOS UTILIZADOS	1
2.2	INFORMACIÓN GENERAL	1
2.2.1	GEOMETRÍA	2
2.2.2	GEOLOGÍA	2
2.2.3	MANTENIMIENTO Y ACCESIBILIDAD	2
2.3	CARGAS Y COMBINACIONES	2
2.3.1	CARGAS PERMANENTES (AASHTO LRFD 3.5)	2
2.3.2	CARGAS VIVAS LL (AASHTO LRFD 3.6)	3
2.3.3	CARGAS VIVAS DE IMPACTO IM (AASHTO 3.8)	5
2.3.4	FUERZA DE FRENADO (BR)	6
2.3.5	EFFECTOS TÉRMICOS (TG)	6
2.3.6	FLUENCIA Y RETRACCIÓN (SH)	6
2.3.7	ASENTAMIENTOS (SE)	7
2.3.8	SISMO (EQ)	7
2.3.9	COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE SEGURIDAD	7
2.4	MATERIALES	8
2.4.1	VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL	8
2.4.2	HORMIGÓN VACIADO EN SITIO PARA ESTRUCTURA	8
2.5	RESISTENCIA, LÍMITES, DETALLES DE VERIFICACIÓN	9
2.5.1	FACTORES DE RESISTENCIA	9

2.5.2	DEFORMACIONES ADMISIBLES	9
2.5.3	DETALLES DEL SISTEMA DE SUPERESTRUCTURA	9
2.5.4	PROCEDIMIENTO VERIFICACIÓN PARA SISMO SES Y SEF	9
2.6	INFORMACIÓN GEOTÉCNICA.....	9
2.7	APOYOS Y JUNTAS	9
2.7.1	APOYOS.....	9
2.7.2	JUNTAS.....	9
2.8	PROTECCIÓN ANTICORROSIVA	10
2.8.1	BARANDALES.....	10
2.9	SISTEMA ESTRUCTURAL.....	10
2.9.1	PLANTA PERFIL	10
2.9.2	SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE.....	10
2.9.3	SUBESTRUCTURA	11

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Camión AASHTO HS20-44 para Carga HL-93.	3
Ilustración 2. Tandem de Diseño Alternativo para Carga HL-93.	4

1 INTRODUCCIÓN

Como parte del proyecto denominado “CONSULTORÍA PARA EL DISEÑO URBANO DE LAS CALLES DE ISLA COLÓN, CIRCUNVALACIÓN COSTERA LA FERIA – BOCA DE DRAGO – PLAYA BLUFF – PLAYA PAUNCH, SISTEMA DE BOMBEO Y REMOZAMIENTO DEL PARQUE SIMÓN BOLÍVAR, PROVINCIA DE BOCAS DEL TORO” con contrato UAL-3-01-2020, se entienden todos aquellos estudios, investigaciones, levantamientos y diseños necesarios para la futura construcción.

El presente documento presenta los términos de referencia para el diseño del Puente Vehicular sobre el Río Mimitimbi para el tramo en construcción para la Carretera Costanera que conforma la Fase B del proyecto en referencia, el cual abarca la siguiente zona:

- Tramo Nuevo Boca de Drago – Playa Bluff – Playa Paunch

El mismo, presenta de forma resumida la metodología y resultados obtenidos para el diseño y construcción del puente vehicular sobre la Fase B.

2 METODOLOGÍA DE DISEÑO

2.1 CÓDIGOS UTILIZADOS

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) - LRFD Bridge Design Specifications, 7TH edition, 2014).
- American Concrete Institute (ACI 318R-02)
- Prestressed Concrete Institute (PCI) – Design Supplement To: Precast Prestressed Concrete Short Span Bridges.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)
- A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 5th Edition
- Reglamento Estructural Panameño (REP-2014)
- Especificaciones Técnicas Generales para la Construcción de Carreteras y Puentes, del Ministerio de Obras Públicas

2.2 INFORMACIÓN GENERAL

2.2.1 GEOMETRÍA

Vigas de Acero de Platinas con Luz de 35.00m de centro a centro de apoyos y con losa de 0.20m de espesor vaciada en sitio actuando como sección compuesta monolítica con las vigas de acero. El sistema de superestructura está conformado por 5 vigas longitudinales de platinas de acero separadas 2.45m c.a.c y con cantos libres en la losa de 1.0m de ancho a cada lado del tablero.

2.2.2 GEOLOGÍA

Para evaluar la geología para el diseño de las fundaciones de los puentes ver Sección 3 de este informe.

2.2.3 MANTENIMIENTO Y ACCESIBILIDAD

Se debe realizar una inspección visual de todos los elementos antes y después de ser vaciados, a fin de evitar problemas estructurales como son rajaduras en las distintas estructuras, deflexiones excesivas o deformaciones de los miembros, exposición del acero por mal vaciado del concreto, asentamientos, etc. Para el mantenimiento de las estructuras en general, deberá seguirse lo estipulado en la “Guía para Mantenimiento de Puentes de Concreto” ACI 345.1 R-01.

2.3 CARGAS Y COMBINACIONES

Se está utilizando el sistema de carga última o factorizada según la Metodología AASHTO LRFD Sección 3. Se incluirán los siguientes tipos de carga para el diseño de las vigas longitudinales.

2.3.1 CARGAS PERMANENTES (AASHTO LRFD 3.5)

Dentro de este tipo de carga se incluirá el peso de todos los componentes permanentes que conforman los elementos estructurales. Para concreto se utiliza una densidad de 2,400 Kg/m³ (150 Lbs/pies³) y para Acero una densidad de 7,850 Kg/m³ (490 Lbs/pies³).

2.3.1.1 PESO PROPIO ESTRUCTURAL (DC) (AASHTO LRFD 3.5.1)

Este tipo de cargas se incluye dentro de las cargas permanentes (punto 3.1).

2.3.1.2 OTRAS CARGAS PERMANENTES (DW) (AASHTO LRFD 3.5.1)

Se incluirá una futura capa de 2 pulgadas sobre toda la losa del puente.

2.3.1.3 CARGAS DE TIERRA (EH) (AASHTO LRFD 3.5.2)

2.3.2 CARGAS VIVAS LL (AASHTO LRFD 3.6)

La carga viva de diseño será del tipo HL-93 (HS-20 44) o el Tandem y se determinará la carga crítica ya sea para Envolvente de Carga del Camión o el Tandem combinada con Línea de Carga según resulte más crítico para cada caso. Para cada caso se superponen los efectos de la envolvente con la línea de carga.

Para la línea de carga se utilizará una carga distribuida de 640 Lbs/pie correspondiente a las dos ruedas de una hilera de vehículos.

Para la envolvente usaremos el Camión HL-93 (HS20-44) y se determinará la posición donde ocasione el mayor momento o cortante sobre la estructura. El camión HL-93 (HS20-44) consta de un eje delantero de 8,000 Lbs y dos ejes traseros de 32,000 Lbs con una separación entre ejes delantero y medio de 14 pies y entre ejes medio y trasero de 14 a 30 pies y una separación de entre llantas de 6 pies. El ancho efectivo de línea es de 10 pies. Para el Tandem se consideran dos ejes de 25,000 Lbs separados 4 pies. Ver Ilustración 1. Camión AASHTO HS20-44 para Carga HL-93. y Ilustración 2. Tandem de Diseño Alternativo para Carga HL-93..

Ilustración 1. Camión AASHTO HS20-44 para Carga HL-93.

The screenshot shows the 'Moving Loads' software window. It features a graph on the left with a horizontal axis labeled 'X' and a vertical axis labeled 'Y'. The graph displays three vertical lines representing the vehicle's load: a front axle at X=0, a middle axle at X=14, and a rear axle at X=28. The load values are F=16000 for the front axle, F=16000 for the middle axle, and F=4000 for the rear axle. The spacing between axles is S=6 for the front to middle and S=6 for the middle to rear. The vehicle name is set to 'HS20-44'. The 'Vehicle selection' dropdown is set to 'Code (base)'. The 'Vehicle limits' section shows b=0, d1=0, and d2=0. The 'Units of' section shows length in feet (ft) and force in pounds (lb). The 'Add', 'Close', and 'Help' buttons are at the bottom right.

	Load type	F	X	S
1	concentrated force	F=16000	X=0	S=6
2	concentrated force	F=16000	X=14	S=6
3	concentrated force	F=4000	X=28	S=6

Fuente: Elaborado por el Consorcio Proyeco-Ingeotec para el presente documento.

Ilustración 2. Tandem de Diseño Alternativo para Carga HL-93.

The screenshot shows the 'Moving Loads' window. It features a graph with a horizontal axis (X) and a vertical axis (Y). A dashed line represents the load path. Below the graph, there are two tabs: 'Symmetric vehicles' and 'Arbitrary vehicles'. The 'Arbitrary vehicles' tab is active, showing a table with the following data:

	Load type	F=12500	X=0	S=6		
1	concentrated force	F=12500	X=0	S=6		
2	concentrated force	F=12500	X=4	S=6		

Below the table, there are input fields for 'Vehicle limits': b= 0, d1= 0, d2= 0. There are also buttons for 'Add', 'Close', and 'Help'. On the right side, there are dropdown menus for 'Vehicle selection' and 'Code (base)', and a text field for 'Vehicle name' containing 'Tandem-LRFD'. There are also buttons for 'New', 'Delete', and 'Save to database'.

Fuente: Elaborado por el Consorcio Proyeco-Ingeotec para el presente documento.

Para las vigas longitudinales se aplicará un factor de distribución por el espaciado existente entre las mismas, siguiendo la designación AASHTO LRFD Tabla 4.6.2.2.2b-1 para Momento y Tabla 4.6.2.2.3a-1 para Cortante para Estructuras Tipo k según la designación AASHTO LRFD Tabla 4.6.2.2.1-1 según las fórmulas mostradas a continuación.

Factor de Distribución para Momento:

$$DFM = 0.06 + (S/14)^{0.14} (S/L)^{0.3} (Kg/(12.0 L ts^3))^{0.1}, \text{ para un carril de diseño}$$

$$DFM = 0.075 + (S/9.5)^{0.6} (S/L)^{0.2} (Kg/(12.0 L ts^3))^{0.1}, \text{ para dos o más carriles de diseño}$$

Este factor se aplica a la carga por carril para obtener la carga aplicada en cada viga, siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

$$3.6 \leq S \leq 16.0$$

$$4.5 \leq ts \leq 12.0$$

$$20 \leq L \leq 240$$

$$N_b \geq 4$$

Factor de Distribución para Cortante:

$$DFM = 0.36 + (S/25.0), \text{ para un carril de diseño}$$

$$DFM = 0.2 + S/12 - (S/35)^{2.0}, \text{ para dos o más carriles de diseño}$$

Siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

$$3.6 \leq S \leq 16.0$$

$$4.5 \leq t_s \leq 12.0$$

$$20 \leq L \leq 240$$

$$10,000 \leq K_g \leq 7,000,000$$

$$N_b \geq 4$$

donde:

S = separación promedio en pies de las vigas longitudinales.

Ts = Espesor de losa en plg.

L = Longitud de la Viga Longitudinal en pies.

Kg = Parámetro de Rigidez Longitudinal en plg4 (AASHTO LRFD Ec. 4.6.2.2.1-1)

Nb = Número de Vigas Longitudinales.

2.3.3 CARGAS VIVAS DE IMPACTO IM (AASHTO 3.8)

Para el diseño de estructuras contenidas en el Grupo A (AASHTO LRFD Tabla 3.6.2.1-1) se aplicarán los respectivos factores de impacto según sea requerido en el grupo A de estructuras.

$$IM = 33\%$$

El factor dinámico o de impacto solo se aplica a la porción de la carga conformada por la envolvente del Camión HS20-44 o el Tandem.

Para diseño de fundaciones u otras estructuras contenidas en el Grupo B (AASHTO 3.8.1.2) no se tomará en cuenta la ampliación de carga viva por impacto.

2.3.4 FUERZA DE FRENADO (BR)

Se considerará una carga horizontal correspondiente al 25% de la suma de todos los ejes ya sea del Camión de Diseño o el Tandem de Diseño en todos los carriles de diseño. La posición de esta carga longitudinal será a 6.0pies por encima del nivel de rodadura. (AASHTO LRFD 3.6.4)

2.3.5 EFECTOS TÉRMICOS (TG)

Un cambio en la temperatura produce deformaciones en los materiales. Hay un cambio de longitud de los mismos. Si consideramos un elemento de longitud L , al producirse un cambio en la temperatura del mismo Δt , se verifica un cambio en la longitud ΔL .

Si una estructura sometida a calentamiento uniforme se encuentra libre de vínculos, no se producen tensiones térmicas en ella. Si, por el contrario, si se encuentra completamente restringida, aparecerán tensiones que pueden llegar a ser importantes.

Se consideran previsiones, tales como juntas de dilatación, con la finalidad de contrarrestar los efectos relacionados a la variación de la temperatura.

Siguiendo la recomendación indicada con relación a las Fuerzas Térmicas, designación AASHTO 3.16, se toma en cuenta lo establecido por las designaciones AASHTO 8.5 y 8.20, para el diseño de elementos reforzados y lo establecido por las designaciones AASHTO 9.5 y 9.13.1.4, para elementos preesforzados.

2.3.6 FLUENCIA Y RETRACCIÓN (SH)

Para el diseño de fluencia y la retracción en la estructura se utiliza la designación AASTHO Sección 8 Parte B para concreto reforzado.

2.3.7 ASENTAMIENTOS (SE)

Para la determinación de asentamientos en la estructura se utiliza la designación AASHTO Sección 5 para muros de reten. Para el asentamiento de pilotes se verifica de acuerdo con la designación AASHTO 4.12.3.2.2.

2.3.8 SISMO (EQ)

Para determinar el requerimiento mínimo de Análisis Sísmico por tipo de puente debemos utilizar la clasificación recomendada por AASHTO LRFD 4.7.4, la cual toma en consideración la Zona Sísmica, Regularidad Geométrica y la Importancia del puente.

Este puente cae en la categoría de otro tipo de puentes en lo relacionado al grado de importancia. Dependiendo de la regularidad geométrica del puente, los requerimientos mínimos para el análisis para estimar la carga sísmica son los siguientes:

- a. Para los puentes de una sola luz no se requiere análisis sísmico sobre la superestructura.

Los efectos sísmicos se tomarán en cuenta para los diseños de la sub-estructura a través del método de Mononobe-Okabe para los empujes generados por el relleno contra los estribos de altura completa.

Para nuestro caso nos encontramos en zona sísmica con PGA de 0.54g según el Reglamento Estructural Panameño 2014, según se establece en la Sección **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** de este informe. El factor de modificación de Respuesta utilizado es de $R=3.0$ según AASHTO.

2.3.9 COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE SEGURIDAD

Para las combinaciones de carga utilizaremos la designación AASHTO LRFD 3.4 según el método de carga factoradas tal como detallamos a continuación para un Grupo N:

$$Q = \text{Sumatoria } n_i y_i Q_i$$

Donde:

n = Amplificador de Carga según AASHTO LRFD Artículo 1.3.2

y = Factores de Carga según AASHTO LRFD Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2.

Q = Fuerza Aplicada

Para carga de Servicio y Factoradas según AASHTO LRFD Tabla 3.4.1-1 según detallamos:

Servicio I: $Q = 1.00(DC + DW + EH) + 1.00(LL + IM + BR)$

Servicio III: $Q = 1.00(DC + DW + EH) + 0.80(LL + IM + BR)$

Resistencia I: $Q = 1.25(DC) + 1.50(DW + EH) + 1.75(LL + IM + BR)$

Fatiga: $Q = 0.75(LL + IM)$

Evento Extremo I: $Q = 0.9(DC + DW + EH) + 1.00(EQ)$

2.4 MATERIALES

2.4.1 VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL

El Acero Estructural para Vigas de Platinas será conforme a la Norma ASTM A992 $f_y=350$ MPa ($F_y= 50$ ksi, $F_u= 65$ ksi).

2.4.2 HORMIGÓN VACIADO EN SITIO PARA ESTRUCTURA

Será de clase A con una combinación de agregados que cumplan con la No. 57 (Piedra No. 4) de la AASHTO M43. La resistencia mínima a la compresión a los 28 días será de 28 MPa (4,000 psi).

2.4.2.1 ACERO DE REFUERZO

Conforme a la ASTM A-615M (AASHTO. M31) para barras deformadas, grado 420 MPa (60,000 psi). No se permitirán aceros endurecidos por deformación en frío.

2.4.2.2 CEMENTO

Conforme a la especificación AASHTO. M85 (ASTM C150) Tipo II.

2.5 RESISTENCIA, LÍMITES, DETALLES DE VERIFICACIÓN

2.5.1 FACTORES DE RESISTENCIA

Los factores de reducción de capacidad de los elementos vaciados

Momento: $\phi = 0.90$

Cortante: $\phi = 0.90$

2.5.2 DEFORMACIONES ADMISIBLES

Para el diseño en base a deformaciones admisibles en la estructura se utiliza la designación AASTHO Sección 8 Parte B para concreto reforzado.

2.5.3 DETALLES DEL SISTEMA DE SUPERESTRUCTURA

Para los detalles de los sistemas de superestructuras deberá consultar los planos de diseño.

2.5.4 PROCEDIMIENTO VERIFICACIÓN PARA SISMO SES Y SEF

Se realizará revisión de modelo integral de toda la estructura

2.6 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

Según los estudios de suelo realizados, las zapatas serán vaciados en sitio con penetración en la roca sana para garantizar el empotramiento modelado en el diseño. La roca tiene una capacidad de soporte admisible de 200 Ton/m².

2.7 APOYOS Y JUNTAS

2.7.1 APOYOS

Cada viga será apoyada en los pedestales independientes con la utilización de apoyos de neopreno de Dureza 60 reforzados con placas de acero estructural A-36.

2.7.2 JUNTAS

Las Juntas en las bases del puente, serán provistas de llaves de 0.10m de profundidad. Todas las juntas se ubicarán según los planos, o según lo ordene el ingeniero/inspector.

2.8 PROTECCIÓN ANTICORROSIVA

2.8.1 BARANDALES

Se aplicará protección anticorrosiva según se indica en los planos.

2.9 SISTEMA ESTRUCTURAL

Para este puente las losas serán vaciadas en sitio con doble parrilla de refuerzo. Se utilizarán formaleatas de “metal deck” que se abandonarán en sitio. No se cuenta con su capacidad estructural después del vaciado de las losas. Esta losa será soportada sobre vigas de platina de acero estructural.

Las vigas longitudinales se apoyarán sobre apoyos de Neopreno Reforzado que descansarán sobre los estribos de apoyo.

Los puentes tienen un sistema de taludes desde los estribos iniciales para conformar el revestimiento de la canalización de los ríos que atraviesan.

Se ha mantenido una altura libre mínima de 1.80m desde el fondo de las vigas longitudinales hasta el Nivel de Aguas Máximo Extraordinario calculada para un período de retorno de 1:100 años.

2.9.1 PLANTA PERFIL

El puente se encuentra en tangente vertical y tiene sección transversal con bombeo de 3% hacia el lado derecho del tablero. Este peralte se ha definido de esta manera debido a que el puente se encuentra en la tangente que une dos curvas opuestas, y a la salida del puente no encontramos con la parte final de la transición la curva circular.

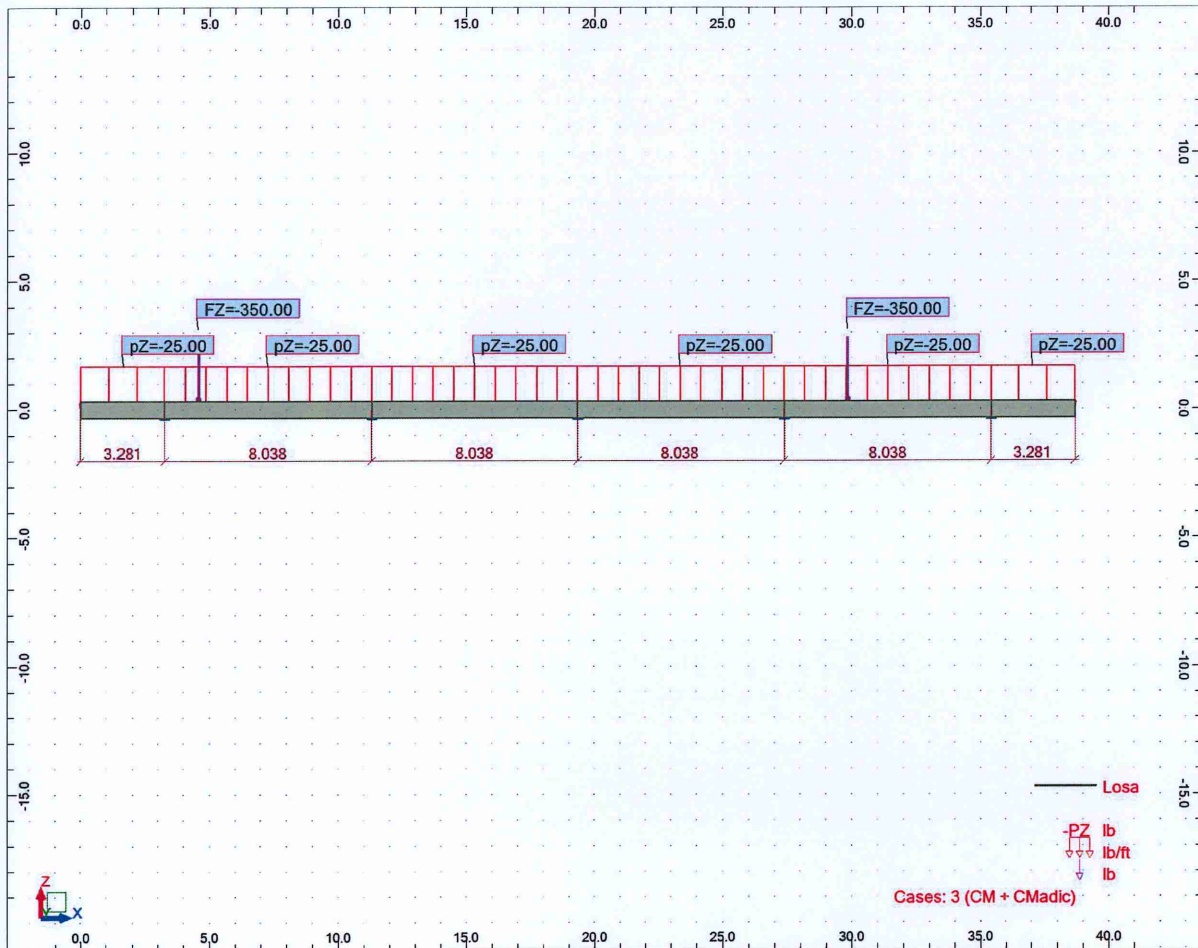
2.9.2 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE

Los tableros de cada puente tienen un ancho total de tablero de 11.80m para acomodar un total de dos carriles de 3.65m, dos barreras New Jersey de 0.40m, ciclovía de 2.50m y una acera peatonal de 1.20m de ancho en el lado exterior.

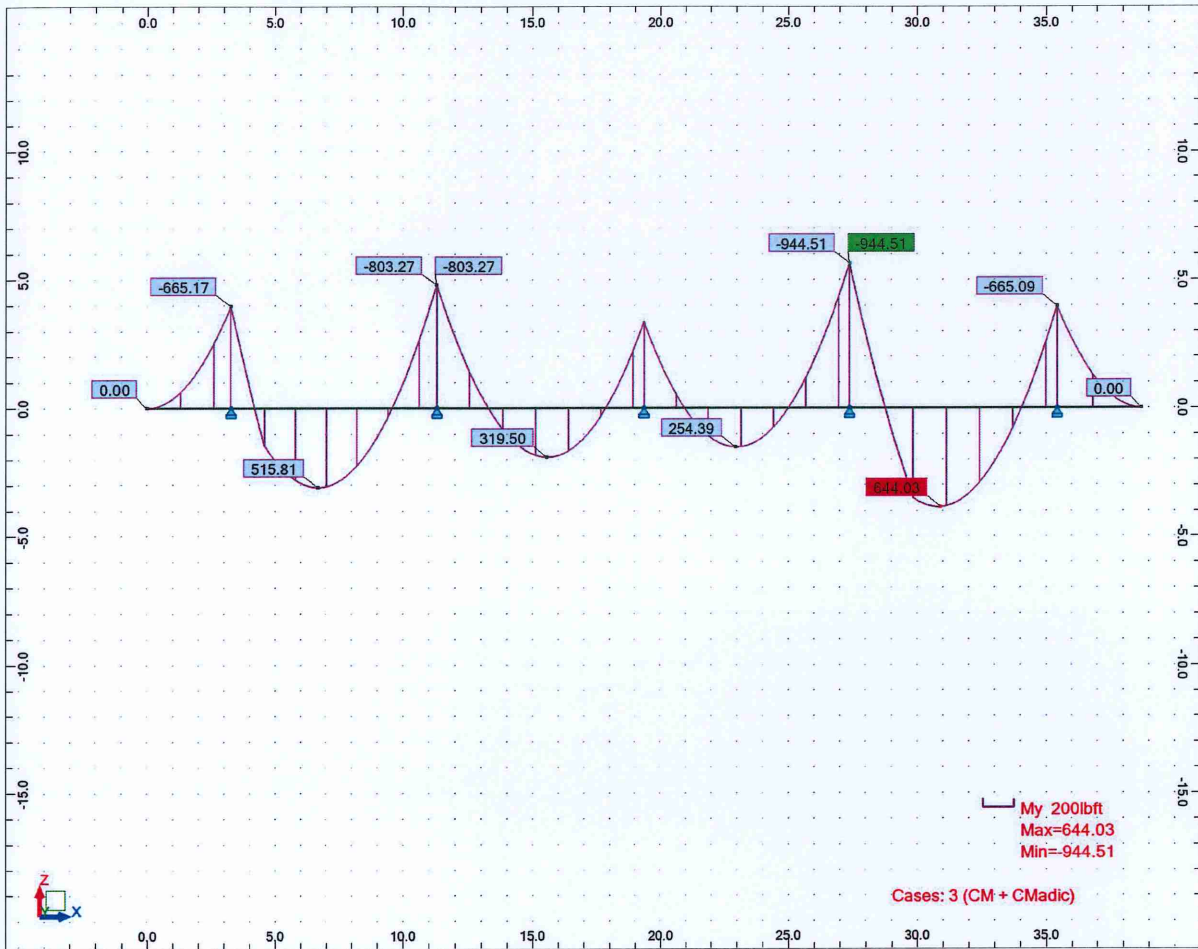
2.9.3 SUBESTRUCTURA

Este puente se apoyará en un sistema de cimentaciones tipo estribos de altura completa soportadas sobre zapatas empotradas en la roca competente según lo indicado en la sección **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** de estudio de suelo para este puente. Se ha mantenido un mínimo de desplante de 2.0m debajo del fondo del cauce.

View - Cases: 3 (CM + CMadic)



View - MY; Cases: 3 (CM + CMadic)



DISEÑO LOSA VACIADA:
Puente: Luz 35m

S = distancia libre entre Vigas + 1/2 Ala

P H20=16,000 Lbs
P H15=12,000 Lbs

Mcv = (S+2) P / 32

Impacto = 50/(L+125) <= 0.30

CARGA VIVA + IMPACTO:

Luz Libre S (pies)	Camión	P eje (Lbs)	Mcv (Lbs.pie)	Impacto	Usaremos	Mcv+i (Lbs.pie)
7.371	H20	16,000.00	4,685.70	0.378	0.300	6,091.404

CARGAS MUERTAS:

Mu=1.3(Mcm+1.67(Mcv+I))

Caso	No. Vigas = 5	
	Factor Red.=	0.800
Momento Negativo Interior	Mcm	Momento
	(Lbs.pie)	Ult. (Lbs.pie)
Momento Positivo Interior	642.63	11,414.97
Momento Positivo Canto Libre	944.51	11,807.41
	665.17	13,133.78

En losa continúa sobre más de tres apoyos se reduce un 20% de CV.

Momento de Carga Viga en Canto Libre

X = Distancia de la Carga al Punto de Soporte del Canto Libre

E = Ancho Efectivo de Franja = 0.8X + 3.75

M = P X / E

Distancia X (pies)	Ancho Efectivo de Franja - E (pies)	Momento de CV (Lbs.pie/pie)
1.302	4.79	4,347.18

MOMENTOS RESISTENTES:

$\phi M_n = 0.9 A_s f_y d - A_s f_y l / 1.7 b f c j$

f_c = 60,000 Lbs/plg²
f_c = 4,000 Lbs/plg²

Por Tipo de Concr. pAs.min = 200/fy = 0.0033

$\beta_1 = 0.85$

$0.75^*pAs.bal = 0.75^*B^1*10.85^*f_c/f_y^*[87,000/(87,000+fy)]$

Recubrimiento (plg) pAs.min < pAs=As/b/d < 0.75^*pAs.bal

Deflexión Máxima Permitida:

D = L/360 =

0.0214

VIGA	Base de Viga (plg.)	Altura de Viga (plg.)	Barras #	Area de Barra (plg2)	Cantidad de Barras	Momento Resistente (Lbs.pie)	Momento Actuante (Lbs.pie)	Proporción de Acero pAs
Losa (-)	12.00	8.00	5	0.31	1.50	12,885.80	11,414.97	0.0060
					0.20 m	CUMPLE		CUMPLE
Losa (+)	12.00	8.00	5	0.31	1.50	12,885.80	11,807.41	0.0060
					0.20 m	CUMPLE		CUMPLE
CANTO LIBRE (+)	12.00	8.00	5	0.31	3.00	24,340.70	13,133.78	0.0119
					0.10 m	CUMPLE		CUMPLE

NOTA: El momento positivo causa tensión en la fibra superior y compresión en la fibra inferior
El momento negativo causa tensión en la fibra inferior y compresión en la fibra superior.

ACERO DE DISTRIBUCION:

%Asdist = 220/Raiz(S) (Para la mitad central)

Para los cuartos extremos usar 50% de %Asdist

Intermedio:

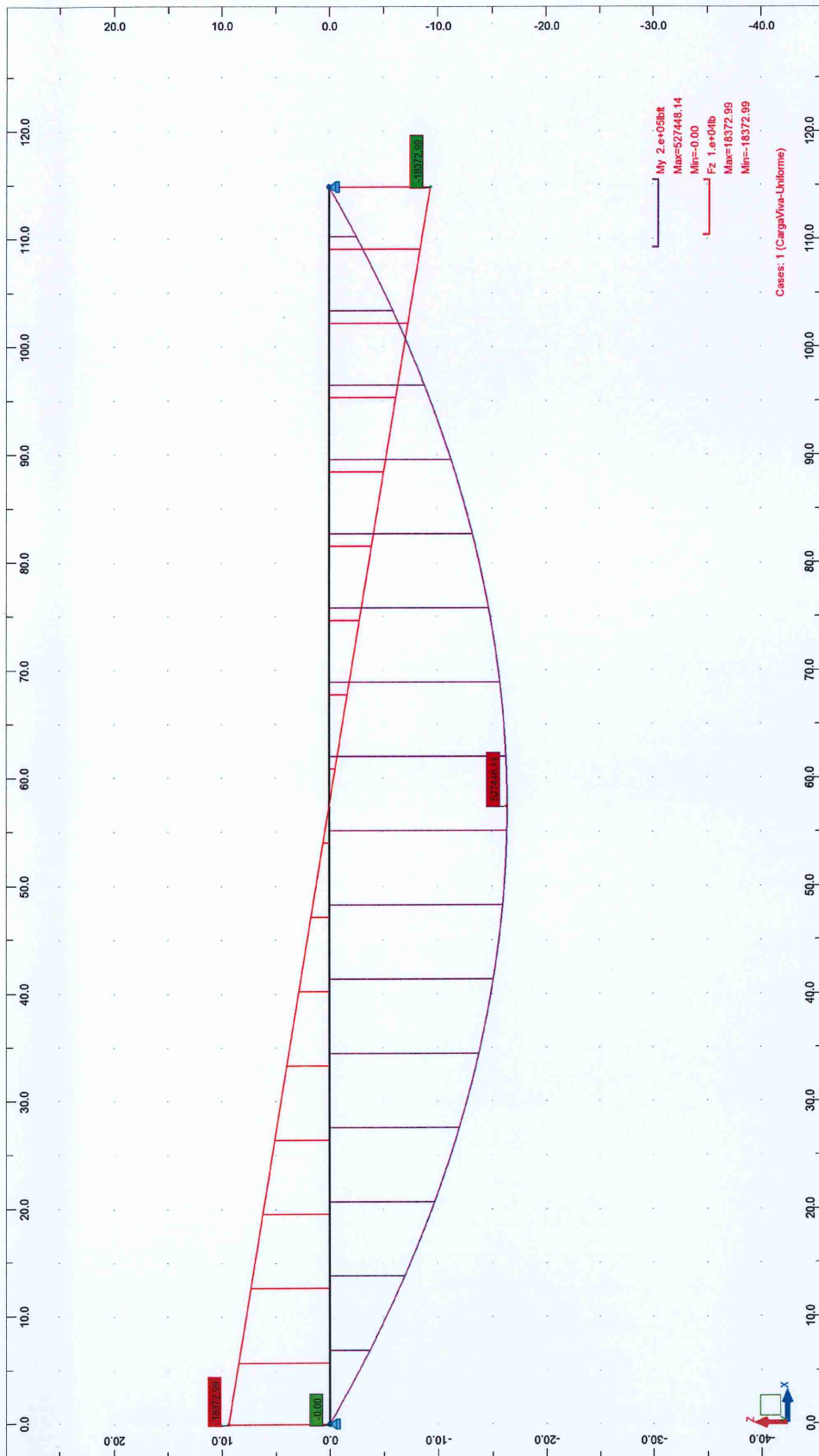
%Asdist <= 67%	Usaremos	Acero Principal (plg2)	Acero de Distribución (plg2)	Barras #	Area de Barra (plg2)	Cantidad de Barras	Acero de Distribución (plg2)
81.030	66.667	0.465	0.310	5	0.31	1.00	0.310
					Separación =	0.30 m	

Canto Libre:

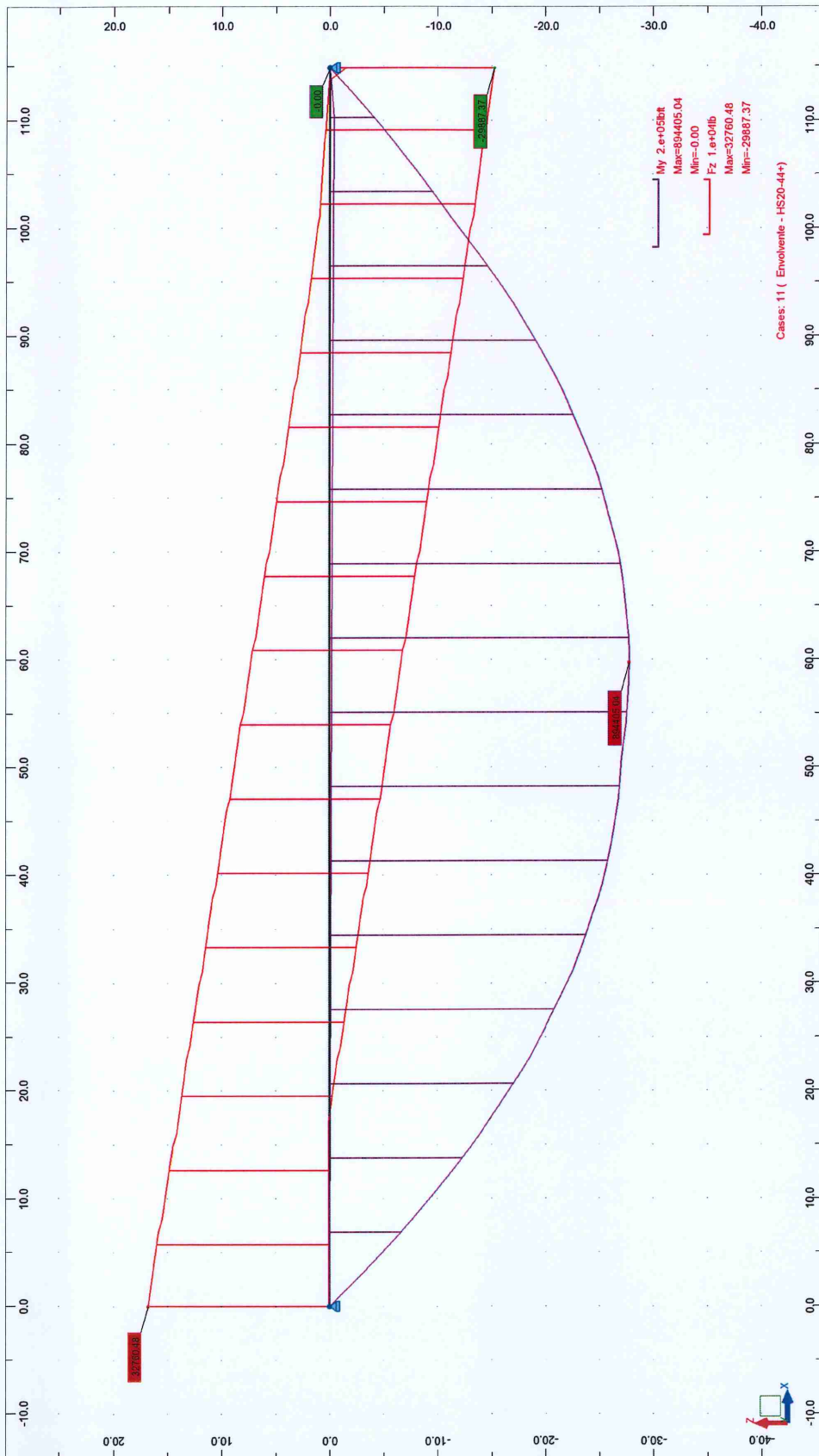
%Asdist <= 67%	Usaremos	Acero Principal (plg2)	Acero de Distribución (plg2)	Barras #	Area de Barra (plg2)	Cantidad de Barras	Acero de Distribución (plg2)
81.030	66.667	0.930	0.620	5	0.31	2.00	0.620
					Separación =	0.15 m	



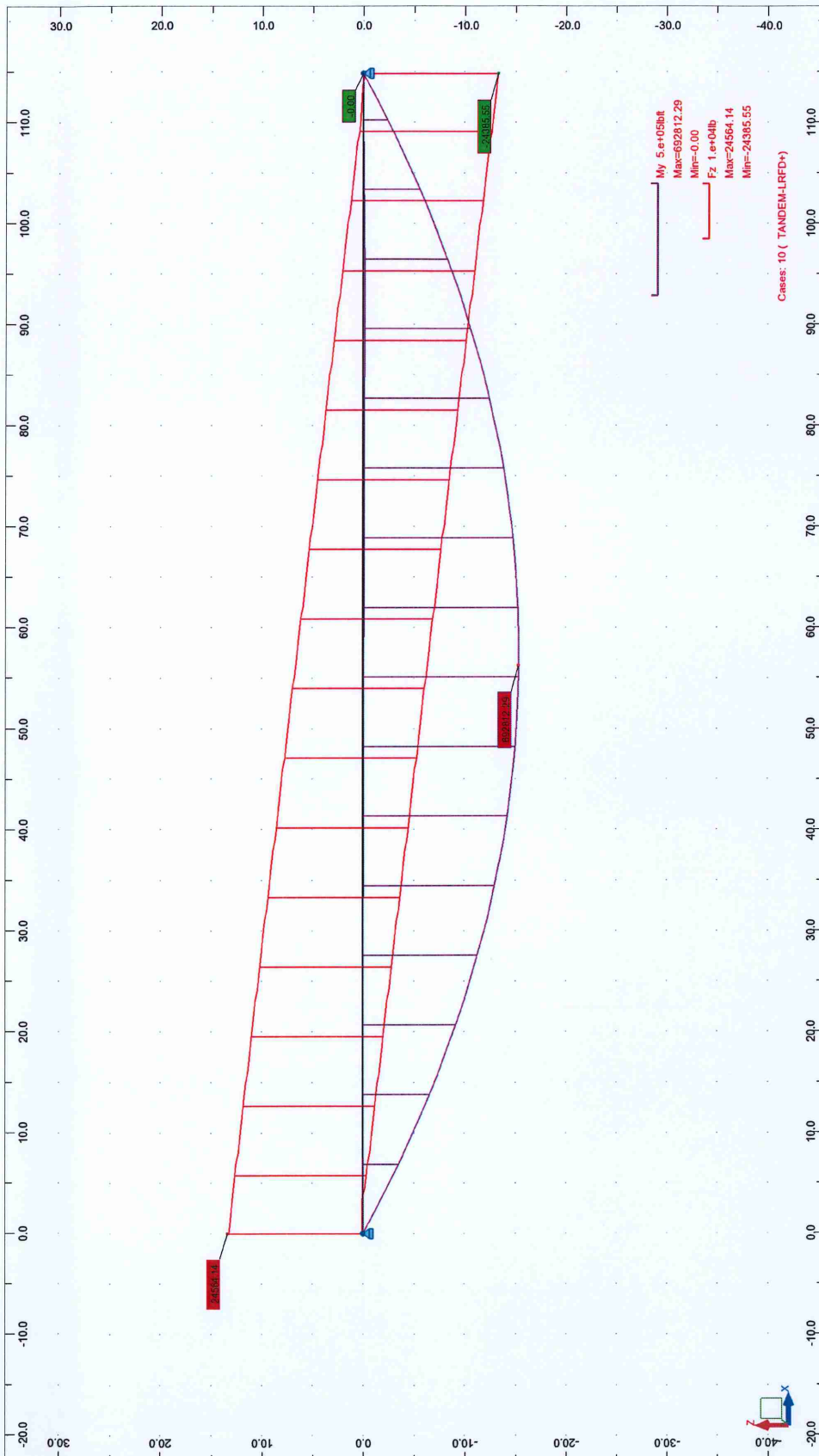
View - FZ,MY, Cases: 1 (CargaViva-Uniforme)



View - FZ,MY, Cases: 11 (Envoltente - HS20-44+)



View - FZ,MY, Cases: 10 (TANDEM-LRFD+)



DISEÑO DE VIGA DE ACERO - SECCION COMPUESTA:

Puente: Luz 35m
Vigas Platinas con Plato Inferior de Refuerzo (Sección Compuesta) - Viga Simplemente Apoyada
Norma LRFD

Sección		Fr = 10,000 psi para Rolled Sections		Fr = 16,500 psi para Plate Girders	
Acero Tipo	Fy (Lbs/plg2)	Fu (Lbs/plg2)	Fr (Lbs/plg2)	Ancho de Ala bf (plg)	Espeor de Alma tf (plg)
A992-50	50,000.00	65,000.00	10,000.00	16.00	0.63
					78.44
					Momento de Inercia Iyy - plg4
					854.64

Cw = Iyy h² / 4 , Para Plate Girders.

h = Distancia entre centroides de alas.

Modulo de Elasticidad E - (psi)	Modulo de Cortante G - (psi)	Warping Constant Cw - (plg6)
29,000,000.00	11,200,000.00	841,295.09

Limites de Espeores de Platos:

d/L > 1/30 = 0.033	h/L > 1/25 = 0.04	tf/tp = b/9.2
Viga Simple	Viga Compuesta	(plg)
0.0466	0.054	0.71
CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Sin Rigidizador Horiz.

Constante Torsional Aproximada : J = Suma[(1-0.63 (x/y))(x³ y/3)

Constante Torsional Elemento	Area Real (plg2)	Largo y - (plg)	Ancho x - (plg)	Constante Individual J - (plg4)
1.00	20.00	16.00	1.25	9.90
2.00	38.44	61.50	0.63	4.97
3.00	20.00	16.00	1.25	9.90
			J aprox (plg4) =	24.78

Momento:

Lp = (300*ry*raiz(Fy/1000))/12

Lr = (ry * x1*1000)/(Fy-Fr) * raiz(1+raiz(1+x2 * (Fy-Fr))) /12

Si L <= Lp : φMp = φMp = 0.9*Z*Fy/12

Si L > Lp : φMr = φMr = 0.9*S*(Fy-Fr)/12

Separación de Vigas S - (m)	Luz Total de Viga L - (m)	Longitud de Arriostre (m)	Longitud de Viga L - (pies)	ty (plg)	Lp (pies)	x1 (pies)	x2 (1/psi) ²	Lr (pies)	Sx (plg3)	Zx (plg3)
2.45	35.00	1.00	3.28	3.30	11.67	1,096.831.68	1,3237E-07	29.78	1,609.25	1,845.98
			CUMPLE		3.56m			9.08m		

Rodadura y Barandales (Lbs/plg2)	Espeor de Losa - t (plg)	Relación Mod. Elast. Tipos de Conc.	Usaremos b (plg)	Ancho Ala Efectivo b (plg)
300.00	8.00	8.04	8.00	96.00

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y SECCION (NO COMPUESTA):

Iy (Lbs/plg2)	Ixx (plg4)	Yt (plg)	Yb (plg)	Zt (plg3)	Zb (plg3)	r ² 2 (plg2)
50,000.00	78.44	32.00	32.00	1,609.25	1,609.25	656.52

ANCHO TRANSFORMADO DE LOSA

k = Factor de Modificación por Creep = Caso 1 = 1.0 para Carga Viva y Muerta Actuando solo en la Viga

Caso 2 = 3.0 para Carga Muerta Superimpuesta

Sección Transformada a Acero

Ancho Efectivo de Losa Caso 1 - (plg)	Ancho Efectivo de Losa Caso 2 - (plg)
12.00	4.00

Plato de Refuerzo:

e = Y2/6

e'	Ancho de Plato Apl - (plg)	Espeor de Plato epl - (plg)
0.09	16.00	0.25

Ancho de Ala Superior (plg)	Alto de Haunch (plg)	Usar Haunch Para Prop.	Altura de Viga (plg)	Ancho de Ala de Viga b' (plg)	Ancho de Ala Inferior b (plg)	Deducir Espeor de Rodadura (plg)
16.00	2.00	NO	64.00	0.63	16.00	0.00

PROPIEDADES DE LA SECCION REFORZADA (Resistiendo Carga Muerta):

ELEMENTO	AREA Eq. (plg2)	Yt (abajo) (plg)	YtAREA (plg3)	Y (plg)	Ixx (plg4)	(Yt)*2 (plg)	(Yt)*2A (plg)	Ybb (plg)	Ytt (plg)
Viga	78.44	32.25	2529.61	19.72	51,495.85	1040.06	81,579.90	0.06	
Plato Inferior	4.00	0.13	0.50	51.85	0.02	0.02			
Reforzada	82.44		2,530.11		51,495.87		81,579.96	30.69	33.56

Zb1 Viga Inf. (plg3)	Zb1 Viga Sup. (plg3)
1,806.85	1,661.54

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA (Caso 1 : Resistiendo Carga Viva e Impacto):

ELEMENTO	AREA Ect. (plg2)	Yi (abajo) (plg)	Y (plg)	Ixx (plg4)	(Yi)^2 (plg)	(Yi)^2*A (plg)	IT (plg4)	Ybb (plg)	Ytt (plg)
Viga	78.44	32.25	19.72	51,495.85	1040.06	81,579.90			
Plato Inferior	4.00	0.13	51.85	0.02	0.02	0.06			
Losa	96.00	70.25	-18.28	512.00	4,935.06	473,768.00			
Haunch	0.00	65.25	-13.28	0.00	4,257.56	0.00			
Compuesta	178.44		9,274.11	52,007.87		555,345.96	125,341.34	51.97	12.28

Z1s1 Losa Sup (plg3)	Z1b1 Viga Sup. (plg3)
5,626.74	10,210.27

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA (Caso 2 : Resistiendo Carga Muerta Superimpuesta):

ELEMENTO	AREA Ect. (plg2)	Yi (abajo) (plg)	Y (plg)	Ixx (plg4)	(Yi)^2 (plg)	(Yi)^2*A (plg)	IT (plg4)	Ybb (plg)	Ytt (plg)
Viga	78.44	32.25	19.72	51,495.85	1040.06	81,579.90			
Plato Inferior	4.00	0.13	51.85	0.02	0.02	0.06			
Losa	32.00	70.25	-18.28	170.67	4,935.06	157,922.00			
Haunch	0.00	65.25	-13.28	0.00	4,257.56	0.00			
Compuesta	114.44		4,778.11	51,666.54		239,501.96	91,668.09	41.75	22.50

$$Kg = (\eta) / (Ixx + A \text{ eg}^2)$$

Rigidez Longitudinal Kg - (plg4)	Dist. de c. de g. eg - (plg)
1,225,206.82	35.00

CARGAS MUERTAS:

No. De Diafragmas Medios por Viga	Peso de Diafragma (Lbs)	Peso de Diafragma (Lbs/pie)	Longitud de Diafragma (pies)
4.00	512.35	18.74	8.04

ELEMENTO	Carga (Lbs.pie)	Momento (Lbs.pie)
Viga	293,862	484,349.98
Losa	803.81	1,324,851.92
Haunch	33.33	54,940.80
Totales	1,131.00	1,864,142.69

ELEMENTO	CM Adicional (Lbs.pie)	Momento Adic. Simple (Lbs.pie)
Rodadura y Barandas	300.00	494,467.17
Diafragmas	18.74	30,887.24
Totales	318.74	525,354.41

CARGAS VIVAS DE DISEÑO (HL-93):

Factor de Distribución de Carga Viva para Carriil Completo (2 Ruedas):

$$\text{Una Linea de Carga: DFM} = 0.06 * (S/L)^{0.5} \text{ [Kg/(12.0 L ts}^2\text{)}]^{0.5} = 0.441$$

$$\text{Dos o más Lineas de Carga: DFM} = 0.075 * (S/0.5)^{0.5} \text{ [Kg/(12.0 L ts}^2\text{)}]^{0.5} = 0.637$$

DFM para momento aplica si se cumplen las siguientes Condiciones:

S (pies) =	8.04	CUMPLE
ts (plg) =	8.00	CUMPLE
L (pies) =	114.83	CUMPLE
Nb (c/u) =	5.00	CUMPLE

FACTOR DE DISTRIBUCION:

No. DE Vigas	Separación De Vigas S (pies)	Luz Libre (pies)	Factor de Distribución FDM - Mayor	Linea de Carga - 1 Rueda W Lineal (Lbs.pie)	P.Momento (Lbs)	M. Linea de Carga (Lbs.pie)	Moment Central 1 Rueda (Lbs.pie)
5	8.04	114.83	0.64	320.00	0.00	527,431.64	695,004.51

MOMENTO DE TRABAJO (SECCION COMPUESTA):

Mcv	Mcv*FD Por Viga (Lbs.pie)	Efecto Dinámico IM	Mcv+I Por Viga (Lbs.pie)	Mcm Por Viga (Lbs.pie)	Mt Por Viga (Lbs.pie)	Mu Por Viga (Lbs.pie)
2,844,872.31	1,811,117.59	0.330	2,187,174.027	2,389,497.10	4,576,671.13	6,945,764.53

ETAPAS DE APLICACIÓN DE CARGAS

	NO COMPUESTA		COMPUESTA	
	W (Lbs/pie)	M (Lbs/pie)	W (Lbs/pie)	M (Lbs/pie)
Peso Propio	293.95		484.349.98	1,813.439.73
Carga Mineria	837.14		1,379.792.72	525.354.41
Carga Viva - Central				2,187.174.03

ESFUERZOS EN EL CONCRETO:

Concreto fcs = 0.4 Fc = 1,600.00

ESFUERZOS PERMISIBLES según AASHTO 10.32.1A

Carga	Esfuerzos (Lbs/plg2) - Mitad de la Luz	
	ft	fts
Mom / Z	12,387.39	13,544.76
Mov / Z1	10,883.19	2,570.56
Moms / Z2	2,871.46	1,547.18
Esfuerzo Total	26,142.05	17,662.49

CUMPLE

MOMENTO RESISTENTE:

Compressive Force : C1 = 0.85 Fc b ts + (A Fy)c = 2,511,200.00

C2 = (A Fy)c + (A Fy)w + (A Fy)w + (A Fy)w = 4,121,875.00

Profundidad de Bloque

En Compresión : a = [C - (A Fy)c / (0.85 Fc b)] = 8.00

APORTE DE VIGA EN COMP.

Fuerza en Compresión de la Viga = C' = (C2-C1)/2

Reforzo de Losa	
Barras # =	6
Area de Barras (plg2) =	0.44
Cantidad de Barras =	0.00
Fy (Lbs/plg2) =	60,000.00

SI C' < (A Fy)w : y = C' tf / (A Fy)w

SI C' > (A Fy)w : y = tf + [C' - (A Fy)w] D / (A Fy)w

Compressive Force El Menor C - (Lbs)	SI C1 < C2 Viga en Compresión	Fuerza de Compresión en Viga - C' (Lbs)	(Aty)/h (Lbs)	Distancia de Eje Neutral En Viga De Acero - y (plg)
2,511,200.00	Viga en Compresión	755,337.50	1,000,000.00	0.94

SECCION COMPACTA:				
2Dcp/tw <= 19.230/Raiz (Fy)				
86.00	2Dcp/tw	D' (plg)	Dp (plg)	
	0.00	6.91	8.94	

Sección Compacta

Momento Resistente:

Componente de Concreto en Compresión				Mu Por Viga (Lbs, pie)
Espeor en Compresión a (plg) <= t	Distancia al Centroides del Bloque de Concreto (plg)	Aporte en Compresión del Concreto (Lbs, pie)		
8.00	4.94	1,075,851.80		
Componente de Ala Inferior de Acero				
Espeor de Ala tf - (plg)	Distancia al Centroides de Ala Inferior (plg)	Aporte en Tensión de Ala Inf. (Lbs, pie)		
1.25	64.43	5,369,235.68		
Componente de Plato Inferior de Refuerzo				
Espeor de Plato de Ref - epl (plg)	Distancia al Centroides de Plato Inferior (plg)	Aporte en Tensión de Ala Inf. (Lbs, pie)		
0.25	65.18	1,085,347.14		
Componente de Alma de Acero				
Altura de Alma en Tensión (plg)	Distancia al Centroides de Alma de Acero (plg)	Aporte en Tensión de Ala Inf. (Lbs, pie)		
60.56	33.53	5,287,267.19		
Componente de Ala Superior de Acero				
Espeor de Ala en Tensión (plg)	Distancia al Centroides de Ala Superior (plg)	Aporte en Tensión de Ala Sup. (Lbs, pie)		
1.25	-0.82	-68,264.32		
		φMin = 0.9 Sum =		11,476,393.73

CUMPLE

Mu Por Viga (Lbs, pie)	6,945,764.53
------------------------	--------------

Arreglo Final de Pernos

Posición (pies)	Separación (plg)	Numero de Conectores
8.20	6.00	16
57.41	12.00	49
Total =		131

$$\text{Resistencia Ultima de Cada Perno (Lbs) Su} = 0.4 d^2 \text{ Raiz}(f_c E_c) = 0.00$$

$$\text{Resistencia Ultima de Cada Canal (Lbs) Su} = 0.3 (t + 0.5w) w \text{ Raiz}(f_c E_c) = 153,754.59$$

Calcule por Carga Ultima:

$$\text{Fuerza en la Viga (Lbs)} = 4,121,875.00$$

$$\text{Fuerza en la Losa (Lbs)} = 2,611,200.00$$

$$\text{Resistencia Ultima de Cada Conector (Lbs)} = 153,754.59$$

$$\text{Numero Máximo de Conectores para Resistir Momento Positivo al Centro de la Luz} = N = P / (0.85 \text{ Su}) = 20$$

$$\text{Cantidad total en la Viga} = 2 N = 40$$

RIGIDIZADORES EN APOYOS:

$$\text{Espesor de Platina} = t' >= b' \text{ Raiz}(f_y/30000) / 12 = 0.62$$

$$F_p = 0.8 F_y$$

Fy (Lbs/plg2)	Espacio Disponible en Ala btf' - (plg)	Usaremos Ancho de Plato b' - (plg)	Reacción en el Apoyo Vu - (Lbs)	Area de Contacto (plg2)	Esfuerzo en Plato fp - (Lbs/plg2)	Esfuerzo Permisible Fp - (Lbs/plg2)
50,000.00	7.38	6.00	327,974.42	11.25	29,153.28	40,000.00
CUMPLE						CUMPLE

$$F_a = 16,980 - 0.53' (Kl/r)^2$$

Momento de Inercia I - (plg4)	Area A - (plg2)	Radio de Giro r - (plg)	KL/r < 107	Esfuerzo Admisible Fa - (Lbs/plg2)	Esfuerzo Aplicado fa - (Lbs/plg2)
138.85	20.53	3.03	20.29	16,761.84	15,974.40
CUMPLE					CUMPLE

DISEÑO DE EMPALMES:
Cortante en Base:

Empalme del Alma:

Cantidad de Hilera de Pernos	Pernos por Hilera n	Diámetro de Pernos (plg)	Area de Pernos (plg2)	Diámetro de Hoyos (plg)	Sep. de Pernos Vert. s - (plg)	Sep. de Pernos Hor. g - (plg)	Separación Hilera Inicial a Junta (plg)
3.00	18.00	1.00	0.79	1.06	3.00	3.00	1.50

Tamaño de Platos

Ancho (plg)	Alto (plg)	Espesor de Platos (plg)	Cantidad de Platos	Area Neta de Alma (plg2)	Distancia de Cortante - (plg)
		0.50	2.00	20.88	4.50

I del Alma (plg4)	I de Agujeros (plg4)	I Neta (plg4)	Momento Resist. del Alma (Lbs.plg)	Cortante Resistente (Lbs)	Momento por Cortante (Lbs.plg)	Momento Total (Lbs.plg)	Comp. Axial. Por Mom. en Alma (lbs)
13653.33	1,360.54	12292.79	864,336.85	266,156.25	49,904.30	914,241.15	904,843.12

Resistencia de Grupo de Pernos:

Area de Perno (plg2)	Momento de Inercia de Grupo de Pernos	No. Total de Pernos a cada lado Nb	Componente x = d/2 (plg)	Componente y = (n-1)*s/2 (plg)	Comp. Vert. por Cort. (Lbs)	Comp. Hor. por Mom. (Lbs)	Carga Total por Perno Vpu - (Lbs)
0.79	13,405.50	54.00	1.50	25.50	4,928.82	16,756.35	20,663.88
CUMPLE						1,227.58	38,125.58

Tipo de Perno	Esfuerzo a Cortante (Lbs/plg2)	Resistencia de Perno (Lbs)
A-325	45,000.00	60,082.96

Empalme de Ala Inferior:

Usaremos el Mayor (Lbs/plg2)		20,250.00	0.88	0.94	15.31	310,078.13	18,000.00	17.23	Usaremos Numero de Pernos 48.00
Esfuerzo en Ala Inferior (Lbs/plg2)	Esfuerzo Mínimo 0.75 x fy (Lbs/plg2)	17,526.99	20,250.00	0.88	0.94	310,078.13	18,000.00	17.23	CUMPLE
Ancho de Placa Exterior (plg)	Esfuerzo Placa Exterior (plg)	15.00	0.48	0.75	0.55	0.75	0.75	0.75	CUMPLE
Usaremos Placa Exterior - (plg)		0.75	0.55	0.75	0.55	0.75	0.75	0.75	CUMPLE

Empalme de Ala Superior:

Usaremos el Mayor (Lbs/plg2)		20,250.00	0.88	0.94	15.31	310,078.13	18,000.00	17.23	Usaremos Numero de Pernos 32.00
Esfuerzo en Ala Inferior (Lbs/plg2)	Esfuerzo Mínimo 0.75 x fy (Lbs/plg2)	9,835.09	20,250.00	0.88	0.94	310,078.13	18,000.00	17.23	CUMPLE
Ancho de Placa Exterior (plg)	Esfuerzo Placa Exterior (plg)	15.00	0.48	0.75	0.55	0.75	0.75	0.75	CUMPLE
Usaremos Placa Exterior - (plg)		0.75	0.55	0.75	0.55	0.75	0.75	0.75	CUMPLE

CALCULO DE DEFLEXIONES:

Deflexiones por Carga Muerta:

$\Delta_{D.M.S.L.} = 5 w L^4 / 384 E I$

Deflexión por Carga Muerta Inicial:

Carga Muerta Inicial (plg)	Carga Muerta Inicial (Lbs/plg)	Mod. de Elasticidad de Viga E - (Lbs/plg2)	Momento de Inercia de Viga I - (plg4)	Deflexión Máxima Carga Muerta Inicial - (plg)	Carga Muerta Superimpuesta:	Carga Muerta Superimp. (Lbs/plg)	Momento de Inercia Compuesto - I (plg4)	Deflexión Máxima C. Muerta Sup. - (plg)
1,149.74	95.81	29,000,000.00	55,423.64	2.7983	300.00	25.00	91,668.09	0.4415

Deflexión a lo Largo de la Viga por Carga Muerta Inicial + Carga Muerta Superimpuesta:

Deflexión medida desde la horizontal = $\Delta y = w m x^2 4 E I v (L^3 - 2 L x^2 + x^3) + w m a x^2 4 E I c (L^3 - 2 L x^2 + x^3)$

x(plg)	0.000	68.898	137.795	206.693	275.591	344.488	413.386	482.283	551.181	620.079	688.976
y(plg)	0.000	0.774	1.528	2.236	2.886	3.463	3.952	4.343	4.628	4.802	4.860
x(m)	0.00	1.75	3.50	5.25	7.00	8.75	10.50	12.25	14.00	15.75	17.50
Dy(m)	0.000	0.020	0.039	0.057	0.073	0.088	0.100	0.110	0.118	0.122	0.123

Deflexión por Carga Viva:

$\Delta_{L.V.} = P L^3 / 48 E I$

Carga de Rueda con FD e Impacto (Lbs)	Momento de Inercia Compuesto - I (plg4)	Deflexión Máxima C.Viva + Impacto - (plg)	Def. Máx. Permisible CV+I = L/800 - (plg)
101,228.50	125,341.34	1.5180	1.7224

CUMPLE

APOYO DE NEOPRENO:

Viga de Platina - 35.00 m c.a.c de pilas:

Método A - AASHTO 14.4.1

$$S = LW/(2hri(L+W))$$

$$t \geq hs=3hri \sigma_{Trabajo\ Max}/F_y =$$

0.036

$$t \geq hs=2hri \sigma_{Trabajo\ Viva}/F_{sr} =$$

0.017

Dimensiones Transversales del Apoyo Rectangular:

Eje Longitudinal L (plg)	Eje Transversal W (plg)	Area de Apoyo (plg ²)	No. De Capas De Acero	Espesor de Acero t (plg)	Espesor de Capa Neop. Int. hri (plg)	Espesor de Capa Neop. Ext. hre (plg)
11.811	17.717	209.250	4.000	0.1196	0.500	0.120
0.300m	0.450m			3.04mm	12.70mm	3.04mm

Propiedades del Elastomérico:

Dureza	Módulo de Cortante G (psi)	Constante de Módulo de Compresión - k
60	130	0.6

Factor de Modificador β :

Capas Externas: E

Capas Internas: I

Una Capa: P

Tipo de Capa	Factor de Forma S c/capa	Factor Modificador β	S/ β	$\sigma_{C,TL}$ por capa (psi) $\leq GS/\beta$
E	29.605	1.4	21.147	2,749.06
I	7.087	1.0	7.087	921.26

Usaremos S/b menor =

7.087

Tipo de Refuerzo:

Placas de Acero: S

Malla: M

Sin Refuerzo: U

Esfuerzo Máximo en Compresión:

Tipo de Refuerzo	$\sigma_{C,TL}$ (psi) $\leq GS/\beta$	$\sigma_{C,TL}$ (psi) $\leq$ Tipo Refuerzo
TR		
S	921.26	1,000.00
	CUMPLE	CUMPLE

Compresión de Trabajo:

CM de Trabajo (Lbs)	CV de Trabajo Sin Impacto (Lbs)	$\sigma_{Trabajo\ Max.}$ $P_{CM+CV}/A \leq \sigma_{C,TL}$ (psi)	σ_{Viva} $P_{CV}/A \leq \sigma_{C,TL}$ (psi)
83,236.42	83,561.34	797.12	399.34

Luz del Puente L (pies)	Luz del Puente L (plg)
114.83	1377.9528

Encogimiento de Concreto en el Tiempo: 0.0002 L

DT = Temp.Alta - Temp.Baja

Cambios de Temperatura: 0.000006(DT)(L)

Desplazamientos Longitudinales Esperados:

Movimiento Sísmico (plg)	Encogimiento del Concreto (plg)	Temperatura Alta °F	Temperatura Baja °F	Mov. Por Temp. (plg)	Desp.Total Ds (plg)
0.20	0.276	110.000	60.000	0.413	0.889

Altura del Apoyo:

Distorsión Angular = $(1/0.7)(Ds)$

$$d = N(t) + (N+1)(hri)$$

Espesor Mínimo T $\geq$ 2 Ds (plg)	Distorsión Angular $\leq$ T (plg)
1.78	1.27
CUMPLE	CUMPLE

Espesor Total Apoyo d (plg)	Espesor Máximo	
	L/3 (plg)	W/3 (plg)
2.218	3.937	5.906
0.056m	CUMPLE	CUMPLE

$$E_{ci} = 3 G(1+(2k Si^2))$$

$$e_{ci} = P/(A E_{ci})$$

$$E_{cc} = 3 G(1+(2k Si^2))$$

$$e_{cc} = P/(A E_{cc})$$

Deflexión Compresiva Instantánea:

Eci (Lbs/plg ²)	eci por layer (plg)	Ecc (Lbs/plg ²)	ecc por layer (plg)	Dc = Suma (eci*hri) (plg)
23,893.01	0.033	410,578.71	0.002	0.051

Resistencia Mínima: Placas = 1,700*hri Malla = 1,400*hri

Resistencia del Refuerzo:

Fy de Refuerzo (psi)	Fsr de Refuerzo Fatiga - (psi)	Espesor de Refuerzo (plg)	Resistencia de Refuerzo (Lbs/plg)	Resistencia Mínima (Lbs/plg)
33,000.00	24,000.00	0.12	3,946.36	850.00
		CUMPLE		

DISEÑO DE VIGA CABEZAL:
Puente: Luz 35m

Luz Viga Inicial (pies)	Luz Viga Final (pies)	Total de Vigas Long.	Espaciado de Vigas Long. (pies)	Ancho de Cabecera (pies)	Altura Libre de Pila (pies)	Base de Viga (b) (plg.)	Altura de Viga (plg.)
116.80	0.00	5	8.04	31.17	29.53	59.06	39.37

CARGAS MUERTAS:				CARGA VIVA (Sin Impacto)	
Elemento	Carga Lineal c/viga (Lbs/plg)	Cortante c/viga (Lbs)		Cortante c/Viga Inicial (Lbs)	Cortante c/Viga Final (Lbs)
Rodadura y Barand.	300.00	17,519.69		40,906.55	0.00
Losa + Viga	1,131.00	66,049.27			
Diaphragmas	18.74	1,094.38			
Totales	1,449.74	84,663.33			

Ancho de Apoyo (pies)	
	1.33

CARGAS PUNTUALES SOBRE LA VIGA CABEZAL:

Pcm super Apoyos de Vigas (Lbs)	Pcv super Apoyos de Vigas (Lbs)
84,663.33	40,906.55
Distribuido en Apoyo	Distribuido en Apoyo
63,497.50	30,679.91

CARGA VIVA LONGITUDINAL (A 6' Sobre la Rodadura)					
Largo Total C.A.C. (pies)	Número Máximo de Carriles	Carga Viva Total L.Carga (Lbs)	Carga Viva Long. 5% CV Total (Lbs)	Carga Viva Long. En c/viga (Lbs)	Momento C.V. Long. En c/viga(Lbs.pie)
116.80	2	149,501.32	7,475.07	1,495.01	18,936.83
				Dist. en Apoyo	Dist. en Apoyo
				1,121.26	14,202.63

VERIFICACION DE FUNDACION (CAPACIDAD DE SOPORTE):

CENTROIDES	SUMA F _x *xi (Lbs.pie/pie)	SUMA F _y (Lbs/pie)	Xv (Pies)	SUMA F _x *xi (Lbs.pie/pie)	Excentricidad (Pies)	e<L/4 (Pies)	xi Xi=Xv+e (Pies)
	734.313.63	75.582.65	6.77	222.436.79	2.250	4.511	4.52
						CUMPLE	
PRESIONES	Fvt De Trabajo (Lbs/pie)	Presión 1 P1<qadm (Lbs/pie2/pie)	Presión 2 P2<qadm (Lbs/pie2/pie)	qadm qadm = qul3 (Lbs/pie2/pie)			
EN LA ZAPATA	75.582.65	1.055.07	7.322.23	40.963			
Carga de Trabajo		CUMPLE	CUMPLE				
PRESIONES	Fvu Factorizadas (Lbs/pie)	Presión 1 P1 (Lbs/pie2/pie)	Presión 2 P2 (Lbs/pie2/pie)				
EN LA ZAPATA	101.080.78	1.411.01	9.792.42				
Carga Última							

CORTANTE Y MOMENTO	xi (Pies)	Vxi (Lbs/pie)	f _c (Lbs/plg2)	φVc >Vxi (Lbs/pie)	Area de Barra (plg2)	Cantidad Por Pie de Profundidad ciu	φMn >Mxi (Lbs.pie/pie)
Momento Superior Talón	9.51	34.448.46	4.000.00	59.623.93	0.60	3.090	374.176.25
Momento Superior Dedo	13.12	58.514.35	4.000.00	59.623.93	0.60	3.090	374.176.25
Momento Inferior Dedo	4.92	42.566.43	4.000.00	59.623.93	0.60	3.090	374.176.25
	1.07	10.213.95	A distancia d			0.099	

φMn = 0.9*As*fy[d - As*fy/1.7b/f_c]
fy = 60,000 Lbs/plg2
fc = 4,000 Lbs/plg2
Por Tipo de Concreto pAs.min = 200/fy = 0.0033
0.75*pAs.bal = 0.75*B*[0.85*f_c/fy]*[87,000/(87,000+fy)] = 0.0214
pAs.min < pAs=As/bd < 0.75*pAs.bal

VERIFICACION DE PORCENTAJE DE ACERO DE ZAPATA (Acero Superior):

Porcentaje de Acero Sup.	Porcentaje de Acero Sup.	Acero Mínimo	3/4 Acero Bal.
0.0033	0.0033	0.0033	0.0214
CUMPLE	CUMPLE		

VERIFICACION DE MURO SUPERIOR

φMn = 0.9*As*fy[d - As*fy/1.7b/f_c]
fy = 60,000 Lbs/plg2
fc = 4,000 Lbs/plg2
Por Tipo de Concreto pAs.min = 200/fy = 0.0033
0.75*pAs.bal = 0.75*B*[0.85*f_c/fy]*[87,000/(87,000+fy)] = 0.0214
pAs.min < pAs=As/bd < 0.75*pAs.bal

MURO	Presión de Tierra + Din. (Lbs.pie/pie)	Carga Viva Longitudinal (Lbs.pie/pie)	Mu (Lbs.pie/pie)	Barras #	Area de Barra (plg2)	Cantidad (ciu)	φMn >Mu (Lbs.pie/pie)	% Acero >Asmin
	58.682.81	6.600.79	113.504.44	7	0.60	3.090	324.906.56	0.0038
					Espaciado (m) =	0.099	CUMPLE	
MURO	Presión de Tierra + Din. (Lbs/pie)	Carga Viva Longitudinal (Lbs/pie)	Vu (Lbs/pie)			φVc >Vu (Lbs/pie)		
(CORTANTE)	8.246.90	875.82	15.838.65			52.004.58	CUMPLE	

VERIFICACION DE MURO INFERIOR

φMn = 0.9*As*fy[d - As*fy/1.7b/f_c]
fy = 60,000 Lbs/plg2
fc = 4,000 Lbs/plg2
Por Tipo de Concreto pAs.min = 200/fy = 0.0033
0.75*pAs.bal = 0.75*B*[0.85*f_c/fy]*[87,000/(87,000+fy)] = 0.0214
pAs.min < pAs=As/bd < 0.75*pAs.bal

MURO	Presión de Tierra + Din. (Lbs.pie/pie)	Carga Viva Longitudinal (Lbs.pie/pie)	Mu (Lbs.pie/pie)	Barras #	Area de Barra (plg2)	Cantidad (ciu)	φMn >Mu (Lbs.pie/pie)	% Acero >Asmin
	142.833.69	8.497.86	259.837.80	7	0.60	6.180	627.070.18	0.0077
					Espaciado (m) =	0.049	CUMPLE	
MURO	Presión de Tierra + Din. (Lbs/pie)	Carga Viva Longitudinal (Lbs/pie)	Vu (Lbs/pie)			φVc >Vu (Lbs/pie)		
(CORTANTE)	14.873.84	255.99	25.694.38			52.004.58	CUMPLE	

VERIFICACION SISMICA: Sin Cargas Dinámicas y Vivas.

Coefficiente de Aceleración Sismica A (1:2.475):

Coefficiente de Aceleración Sismica A (1:1.000):

Tipo de Muro (Zapata/Pilotes)

Coefficiente de Aceleración Horizontal: kh = 0.5A =

Coefficiente de Aceleración Vertical: kv = 0.0 =

Coefficiente Sismico de Presión Activa:

$$K_{ae} = \cos^2(\beta - \alpha - \delta) / [v \cos(\theta) \cos^2(\beta) \cos(\beta + \theta + \alpha)] =$$

Empuje Sismico de Presión Activa de Tierra:

$$P_{ae} = 0.5 \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ae}$$

Angulo de Fricción Vertical entre Suelo y Suelo $\delta = \alpha =$

Usaremos Kh =

$$K_h = [1 + \text{raiz}((\sin(\theta + \delta))^2 \sin^2(\theta - \alpha)) / (\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\alpha - \beta))]^2 =$$

$$\theta = \text{Atan}[Kh / (1 - K_v)] \text{ grados}$$

Presiones Pasivas sobre el Diente:

$$\alpha =$$

$$P_p = [1 + \text{raiz}((\sin(\theta + \delta))^2 \sin^2(\theta - \alpha)) / (\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\alpha - \beta))]^2 =$$

Coefficiente Sismico de Presión Pasiva:

$$K_{pe} = \cos^2(\beta - \alpha - \delta) / [v \cos(\theta) \cos^2(\beta) \cos(\beta + \theta + \alpha)] =$$

ALTURA TOTAL (Pies)	EMPLUJE SISMICO Pae (Lbs/pie)	EMPLUJE SISMICO Horizontal (Lbs/pie/pie)	EMPLUJE SISMICO Vertical (Lbs/pie/pie)	Componente Sismico Horizontal de Pa Pav - (Lbs/pie)	Componente Sismico Horizontal de Pa Ppe - (Lbs/pie)	Empuje Sismico Horizontal (Lbs/pie/pie)	Empuje Sismico Vertical (Lbs/pie/pie)
31.17	26,236.51	22,003.79	14,289.43	2,615.65	14,289.43	10,494.81	5,715.89

CARGAS SISMICAS INDUCIDAS EN PESO MUERTO

ELEMENTO	CARGA HORIZONTAL Wt.Kh (Lbs)	MOMENTO INDUCIDO Cm (Lbs/pie/pie)	y1 (pies)
ZAPATA	2,397.66	4,976.46	2.05
MURO-SUPERIOR	2,301.75	49,085.98	21.33
MURO-INFERIOR (Mandatorio)	863.16	6,725.72	7.79
PARAPETO	0.00	0.00	31.17
ALETAS	189.18	5,120.43	27.07
DIENTE	0.00	0.00	0.00
CM SUPER	2,361.85	73,614.05	31.17
Totales =	8,113.60	139,462.64	

FACTORES DE SEGURIDAD REVISADOS:

MOMENTOS RESISTENTES (Lbs/pie/pie)	MOMENTOS ACTUANTES (Lbs/pie/pie)	F.S.
970,359.57	401,262.39	2.42
DESPLAZAMIENTO:		
SUMA Fr (Lbs/pie)	SUMA Fa (Lbs/pie)	F.S.
95,432.28	30,117.39	3.17

VERIFICACION DE FUNDACION (CAPACIDAD DE SOPORTE):

CENTROIDES	SUMA Fv (Lbs/pie)	Xv (Pies)	Excentricidad (Pies)	e < L/4 (Pies)	Xt X (=Xv+e) (Pies)
	86,630.58	6.57	2.45	4.51	4.12

PRESIONES EN LA ZAPATA Carga de Trabajo	Fvt De Trabajo (Lbs/pie)	Presión 1 P1-qadm (Lbs/pie2/pie)	Presión 2 P2-qadm (Lbs/pie2/pie)	qadm qadm = qu/2 (Lbs/pie2/pie)
	86,630.58	884.96	8,716.86	61.445

PRESIONES EN LA ZAPATA Carga Ultima	Fvu Factorizadas (Lbs/pie)	Presión 1 P1 (Lbs/pie2/pie)	Presión 2 P2 (Lbs/pie2/pie)
	112,619.76	1,150.45	11,331.91

CORTANTE Y MOMENTO EN LA ZAPATA	Xi (Pies)	Vxi (Lbs/pie)	f'c (Lbs/psig2)	φVc (Lbs/psig2)	φMx (Lbs/psig/ft)	φMin > Mxi (Lbs/psig/ft)
Momento Superior Talón	9.51	36,484.58	4,000.00	59,623.93	133,067.40	374,176.25
Momento Superior Dedo	13.12	63,685.05	4,000.00	59,623.93	311,609.58	374,176.25
Momento Inferior Dedo	4.92	48,934.71	4,000.00	59,623.93	114,806.05	374,176.25

$$\phi_{Min} = 0.9 A_s^2 y_1^2 (d - A_s^2 y_1^2 / b^2 c)$$

$$f_y = 60,000 \text{ Lbs/psig2}$$

$$f'_c = 4,000 \text{ Lbs/psig2}$$

$$\text{Por Tipo de Concreto } p_{As, min} = 200 / f_y =$$

$$0.75 p_{As, bal} = 0.75 \cdot B_1 \cdot 10.85 \cdot f'_c / y_1 [87,000 / (87,000 + f_y)] =$$

$$p_{As, min} < p_{As} < p_{As, bal} < 0.75 \cdot p_{As, bal}$$

$$\text{Recubrimiento} =$$

$$\beta_1 =$$

$$0.0214$$

VERIFICACION DE PORCENTAJE DE ACERO DE ZAPATA:

Porcentaje de Acero	0.0033	3/4 Acero Bal.
CUMPLE	0.0033	0.0214

VERIFICACION DE MURO SUPERIOR

$$\phi M_n = 0.9 A_s f_y (d - A_s f_y / 1.7 b f_c)$$

$$f_y = 60,000 \text{ Lbs/plg}^2$$

$$f_m = 4,000 \text{ Lbs/plg}^2$$

$$\text{Recubrimiento} =$$

$$\text{Por Tipo de Concreto}$$

$$pAs_{min} = 200/f_y =$$

$$0.85$$

$$3.00$$

$$pAs_{min} < pAs = As/b/d < 0.75 \cdot pAs_{bal}$$

$$\text{Angulo de Fricción Vertical entre Muro y Suelo } \delta = \phi/2 =$$

$$\gamma \delta = [1 + \tan(\delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)] / (\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(\alpha - \beta)) \cdot \delta$$

$$K_{ae} = \cos^2(\phi - \delta) / (\gamma \cos(\delta) \cos^2(\beta) \cos(\delta + \beta - \alpha)) =$$

$$0.0033$$

$$0.0214$$

MURO (MOMENTOS) (Acero Vertical)	Presión Sísmica Ecuivalente (Lbs/plie/pe)	Carga Muerta Inducida (Lbs/plie/pe)	Mu (Lbs/plie/pe)	Barras #	Area de Barra (plg2)	Cantidad (ciu)	ϕM_n > Mu (Lbs/plie/pe)	% Acero > Asmin
	76,984.76	134,847.84	211,842.60	7	0.60	3.090	324,908.56	0.0038
MURO (CORTANTE)	Presión de Tierra + Din. (Lbs/plie)	Carga Muerta Inducida (Lbs/plie)	Vu (Lbs/plie)		Espaciado (m) =	ϕV_c > Vu (Lbs/plie)	CUMPLE	CUMPLE
	10,184.18	9,518.21	19,702.39			52,004.58	CUMPLE	

VERIFICACION DE MURO INFERIOR

$$\phi M_n = 0.9 A_s f_y (d - A_s f_y / 1.7 b f_c)$$

$$f_y = 60,000 \text{ Lbs/plg}^2$$

$$f_m = 4,000 \text{ Lbs/plg}^2$$

$$\text{Recubrimiento} =$$

$$\text{Por Tipo de Concreto}$$

$$pAs_{min} = 200/f_y =$$

$$0.85$$

$$3.00$$

$$pAs_{min} < pAs = As/b/d < 0.75 \cdot pAs_{bal}$$

$$0.0033$$

$$0.0214$$

MURO (MOMENTOS) (Acero Vertical)	Presión Sísmica Ecuivalente (Lbs/plie/pe)	Carga Muerta Inducida (Lbs/plie/pe)	Mu (Lbs/plie/pe)	Barras #	Area de Barra (plg2)	Cantidad (ciu)	ϕM_n > Mu (Lbs/plie/pe)	% Acero > Asmin
	205,339.73	199,843.37	466,785.03	7	0.60	6.180	627,070.78	0.0077
MURO (CORTANTE)	Presión de Tierra (Lbs/plie)	Carga Muerta Inducida (Lbs/plie)	Vu (Lbs/plie)		Espaciado (m) =	ϕV_c > Vu (Lbs/plie)	CUMPLE	CUMPLE
	19,254.46	5,715.94	24,970.40			52,004.58	CUMPLE	