



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA.

**PROGRAMA ÚNICO DE
ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA.**

ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS.

***“DISEÑO DE UN PUENTE CARRETERO CON VIGAS DE
ACERO”***

TESINA
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS.

PRESENTA: ING. SAÚL MEJÍA RODRÍGUEZ.

DIRECTOR DE TESINA:
M. I. VICTORIANO ARMANDO GALLEGOS SUÁREZ.



Ciudad Universitaria "U / (C@ \) 7 "

AGRADECIMIENTOS

El más sincero agradecimiento a la Universidad Nacional Autónoma de México, en especial a la Facultad de Ingeniería, por su apoyo decidido, generoso y desinteresado durante mis estudios de Licenciatura en Ingeniería Civil como en la Especialidad en el área de Estructuras.

Y en especial a mi familia, principalmente mi madre que ha sido el apoyo principal para que haya llegado hasta este punto en mi vida, a mis amigos y compañeros con los que compartí clases y distintas experiencias a lo largo de la carrera.

A mis profesores, que compartieron parte de su conocimiento para ejemplificar y guiarme en todo momento para convertirme en un Ingeniero Civil especialista en el Área de Estructuras y con eso ser una persona útil para nuestra sociedad.

INDICE

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
2.	ALCANCES	2
3.	CALIDAD DE LOS MATERIALES Y NORMATIVIDAD.	4
4.	ACCIONES Y COMBINACIONES DE CARGA.....	5
4.1.	CARGAS CONSIDERADAS.	5
4.2.	COMBINACIONES DE CARGA.....	5
5.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	7
5.1.	ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO.....	14
5.2.	ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO.....	18
6.	DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.	19
6.1.	DISEÑO DE LOSA.	19
6.2.	DISEÑO DE VIGA METÁLICA.	21
6.3.	DISEÑO DE CABEZAL.	29
6.4.	DISEÑO DE COLUMNA.	31
6.5.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN.	33
6.6.	NEOPRENOS.....	35
7.	CONCLUSIONES.	36
8.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	37

1. INTRODUCCIÓN.

Un puente es una construcción que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico como un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua o cualquier otro obstáculo. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que se construye el puente.

Su proyecto y su cálculo pertenecen a la ingeniería estructural, siendo numerosos los tipos de diseños que se han aplicado a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores.

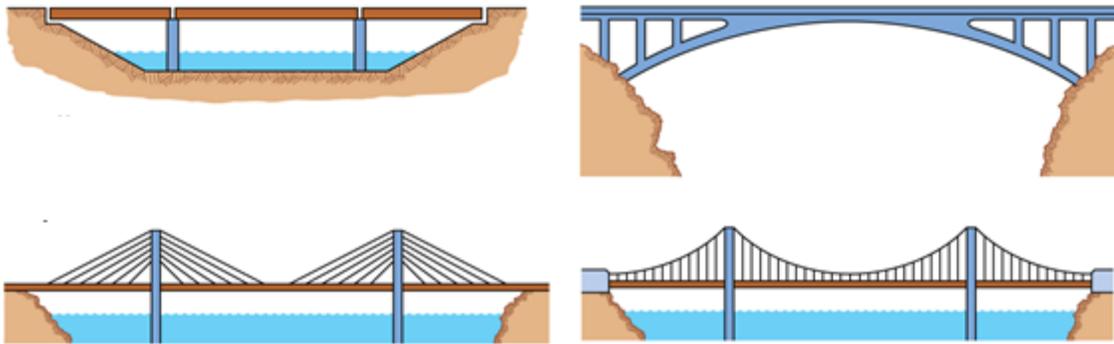


Figura 1. Ejemplo de tipo de puentes.

La necesidad humana de cruzar pequeños arroyos y ríos fue el comienzo de la historia de los puentes. Hasta el día de hoy, la técnica ha pasado desde una simple losa hasta grandes puentes colgantes que miden varios kilómetros y que cruzan bahías. Los puentes se han convertido a lo largo de la historia no solo en un elemento muy básico para una sociedad, sino en símbolo de su capacidad tecnológica.



Figura 2. Puente Baluarte forma parte de la Autopista Durango-Mazatlán

2. ALCANCES.

El objetivo de este proyecto es realizar el análisis y diseño estructural de un puente con vigas de acero simplemente apoyadas, que cuente con las siguientes características.

- Puente recto.
- Tres carriles de 3.50m de ancho.
- Seis claros de 40m.
- Trabes tipo IR 3 placas.
- Espesor de losa 20 cm.
- Columnas 150x150 cm.
- Cabezal 150x200 cm.
- Zona sísmica A (Comisión Federal de electricidad CFE 2008), tipo de Terreno II.
- Altura del puente 8m.

Por ser un puente de tres carriles, es decir de 12.50 metros en su sección transversal, se propone una estructuración con cinco vigas de acero a cada 2.5m apoyadas sobre un cabezal de 150x200cm, éste a su vez apoyado sobre un marco formado por dos columnas cuadradas con una dimensión de 150x150cm por lado.

Los alcances de este proyecto se limitarán al diseño de la losa, trabes de acero, cabezales, columnas y cimentación de concreto y de los apoyos elastoméricos (placas de neopreno).

En las siguientes figuras se muestra una vista general del puente, así como la sección transversal del mismo.

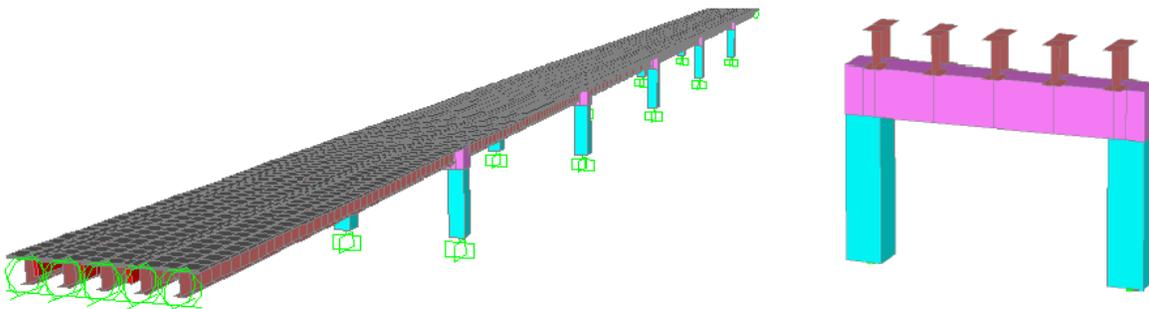


Figura 3. Vista General del Puente y marcos formados por las columnas y el cabezal.

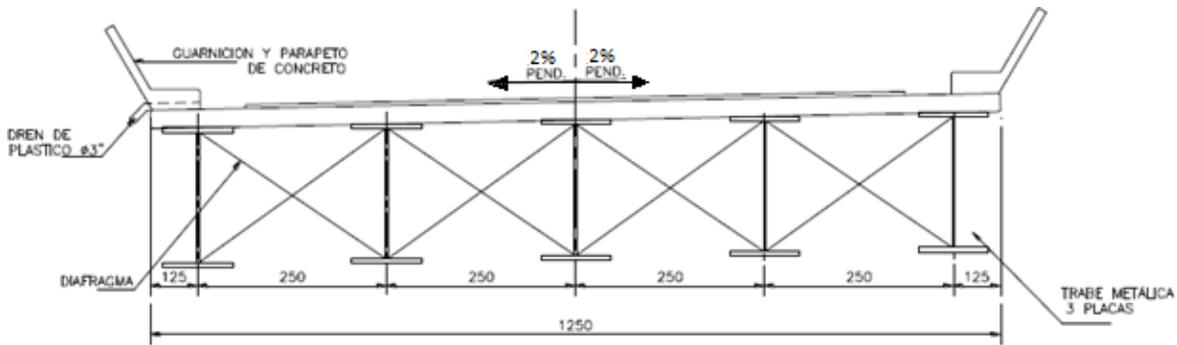


Figura 4. Vista de la sección transversal de la superestructura del puente.

En la sección 3.2.2 del manual de sismo de CFE menciona que el destino de las construcciones debe tomarse como referencia para determinar su importancia, y con ello, la protección o seguridad que se les provea. Este criterio se consigna en la tabla 2.1. En el diseño sísmico de estas estructuras se seguirán criterios especiales acordes con el estado del conocimiento.

Tabla 2.1. Clasificación de las estructuras según su destino	
GRUPO	DESCRIPCIÓN
A+	Las estructuras de “gran importancia”, o del Grupo A+, son estructuras en que se requiere un grado de seguridad extrema. Su falla es inadmisibles porque, si se presenta, conduciría a la pérdida de miles de vidas humanas, a un grave daño ecológico, económico o social, o bien, impediría el desarrollo nacional o cambiaría el rumbo del país. Son estructuras de importancia extrema, como las grandes presas y las plantas nucleares.
A	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo. Tal es el caso de puentes principales , sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, estadios, templos, terminales de transporte, salas de espectáculos y hoteles que tengan áreas de reunión que pueden alojar un número elevado de personas, gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas y locales que alojen equipo especialmente costoso. Se incluyen también todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica cuya falla por movimiento sísmico pondría en peligro la operación de la planta, así como las estructuras para la transmisión y distribución de energía eléctrica.
B	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas. También se incluyen todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica que en caso de fallar por temblor no paralizarían el funcionamiento de la planta.

3. CALIDAD DE LOS MATERIALES Y NORMATIVIDAD.

La siguiente tabla muestra la calidad de los materiales para cada uno de los elementos estructurales del puente a diseñar.

Material	Resistencia
Concreto en losa y cimentación	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Clase I $E = 14000 \times \sqrt{250} \text{ kg/cm}^2$
Concreto en columnas y cabezales	$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ Clase I $E = 14000 \times \sqrt{300} \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
Acero estructural	$Fy = 3520 \text{ kg/cm}^2$, Grado 50

Para la modelación del puente se utilizó el programa SAP 2000 v14.2.4, mediante el módulo de puentes, el mismo que permite modelar la geometría de la superestructura y subestructura, asignar materiales y propiedades de sección de perfiles, asignar cargas y condiciones de apoyo, analizar y verificar deformaciones, además que se presenta el procedimiento a seguir para el análisis y diseño del puente.

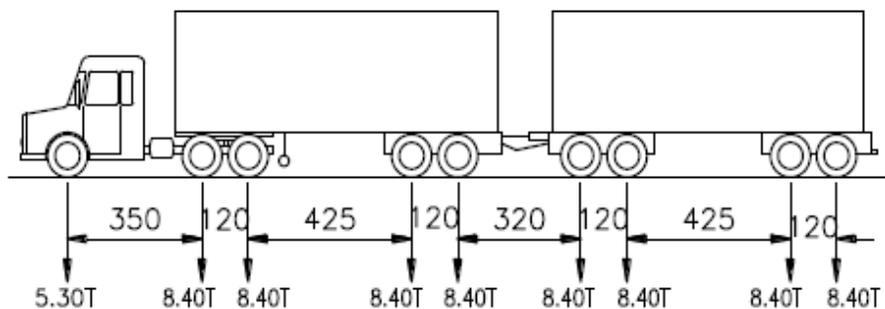
Para el diseño estructural, evaluación e interpretación, se aplicó el Método LRFD- Load and Resistance Factor Design, apoyado con normas y estándares complementarios tales como: **American Association of State Highway and Transportation Officials-AASHTO** edición 1996 y 2005, para el caso del diseño de las estructuras de concreto se utilizó la Normativa American Concrete Institute-ACI edición 2002 y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas edición 2004 dando como resultado las dimensiones de los perfiles estructurales que soportaran las cargas de diseño.

4. ACCIONES Y COMBINACIONES DE CARGA.

4.1. CARGAS CONSIDERADAS.

En el análisis se consideraron las siguientes acciones:

- **Peso propio:** El peso propio de los elementos principales se calcula de acuerdo a la geometría de la estructura, algunos elementos como columnas, cabezales y diafragmas se consideran directamente por el programa de análisis estructural SAP 2000 v14.2.4.
- **Carga muerta:** La carga muerta considerada en el análisis es solamente el peso de guarnición, banqueta, barandal y pavimento, la cual se ingresa de forma manual en el programa y se reparte uniformemente en la superficie de la losa.
- **Carga viva:** Para el análisis del puente se consideró la carga de un camión T3-S2-R4 solamente en la primera combinación de carga, lo anterior para obtener los elementos mecánicos de diseño para las traveses que son parte fundamental del puente. A continuación se muestra una imagen del camión de diseño:



CAMION T3-S2-R4 TIPO I
PESO = 72.5 TON.

Figura 5. Camión de diseño T3S2R4.

4.2. COMBINACIONES DE CARGA.

Para el caso de las combinaciones de carga estáticas nos basamos en lo indicado en la Normativa **AASHTO**, en donde la primera combinación (por cargas verticales) considera la carga viva, y las demás combinaciones donde involucra el sismo (cargas horizontales), desprecia la carga viva considerando que cuando se presente un evento de ese tipo es muy poco probable que el puente presente carga viva en la longitud del mismo.

A continuación se presentan las cargas y combinaciones que se utilizaron para el modelo estructural:

- PP: Peso propio de los elementos principales (Incluye traveses, cabezales, losa y columnas).
- SC: Sobre carga muerta (Incluye peso de pavimento, guarnición, banqueta y barandal).

- CV: Carga Viva camión T3-S2-R4, aunque en este caso en el análisis sísmico por ser puente carretero es igual a cero de acuerdo a la normativa AASHTO, en puentes urbanos se recomienda considerar la carga viva en las combinaciones de sismo. El factor de concentración de carga viva es igual a uno.
- Impacto, el menor de: $I = \frac{15.24}{38.1+L(\text{metros})} = 0.195 \text{ ó } 0.3$
- Sxy: Sismo en ambas direcciones.

$$1) 1.3[PP + SC + 1.67(CV * Fc)(1 + I)]$$

$$2) 1.3[PP + SC + SX + 0.3SY]$$

$$3) 1.3[PP + SC + SX - 0.3SY]$$

$$4) 1.3[PP + SC - SX + 0.3SY]$$

$$5) 1.3[PP + SC - SX - 0.3SY]$$

$$6) 1.3[PP + SC + 0.3SX + SY]$$

$$7) 1.3[PP + SC + 0.3SX - SY]$$

$$8) 1.3[PP + SC - 0.3SX + SY]$$

$$9) 1.3[PP + SC - 0.3SX - SY]$$

Lo que nos da un total de nueve combinaciones de carga y que se ingresaron al programa.

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Para el análisis estructural se llevó a cabo un modelo matemático tridimensional del puente en el programa mencionado anteriormente, en el cual se incluyeron todos los elementos principales de la estructura. En la siguiente figura se muestra el modelo estructural utilizado en el análisis.

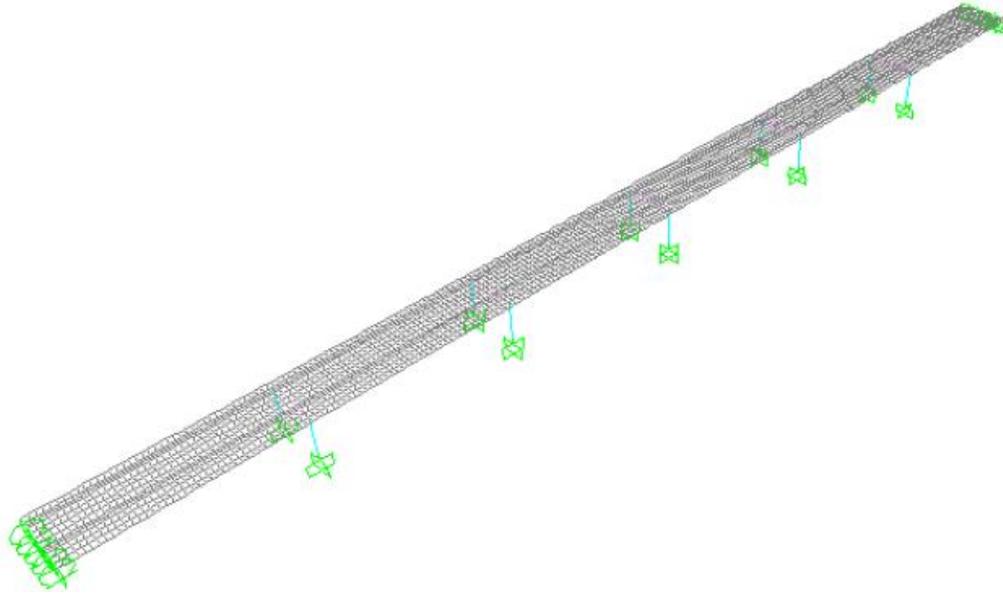


Figura 6. Modelo tridimensional utilizado en el análisis.

A continuación se describe el procedimiento para la modelación del puente:

- Comenzamos por crear un nuevo modelo definiendo el grid sobre el cual se trabajará.

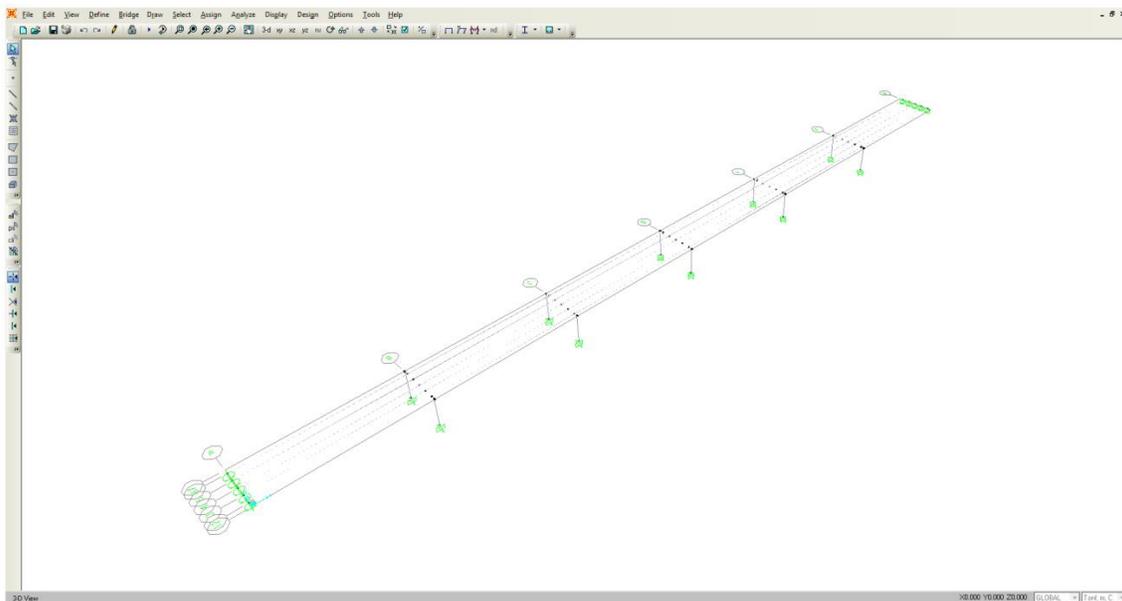


Figura 7. Base para el ingresar al modelo los elementos principales.

- Definimos materiales y elementos de los cuales se forma el puente (Trabes, losa, columnas, etc).

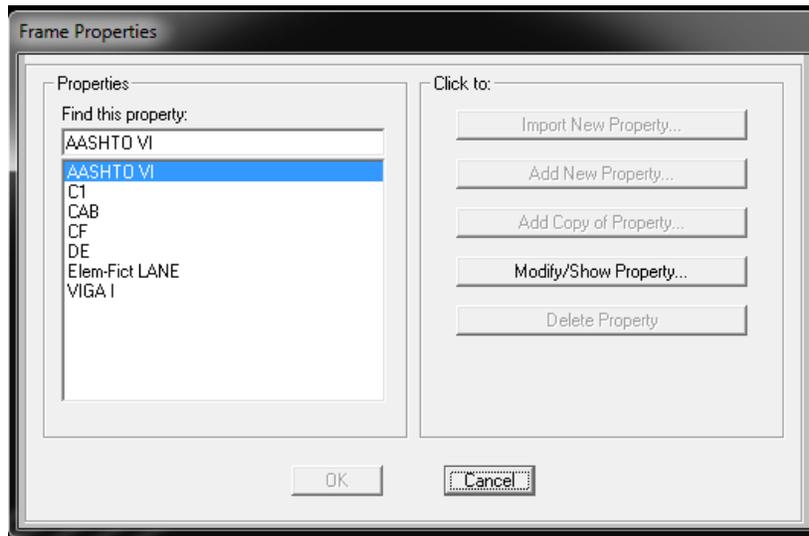


Figura 8. Cuadro de diálogo para definir los elementos principales del puente.

- Generamos las trabes I, diafragmas y losa. Cabe mencionar que las trabes son simplemente apoyadas sobre los cabezales.

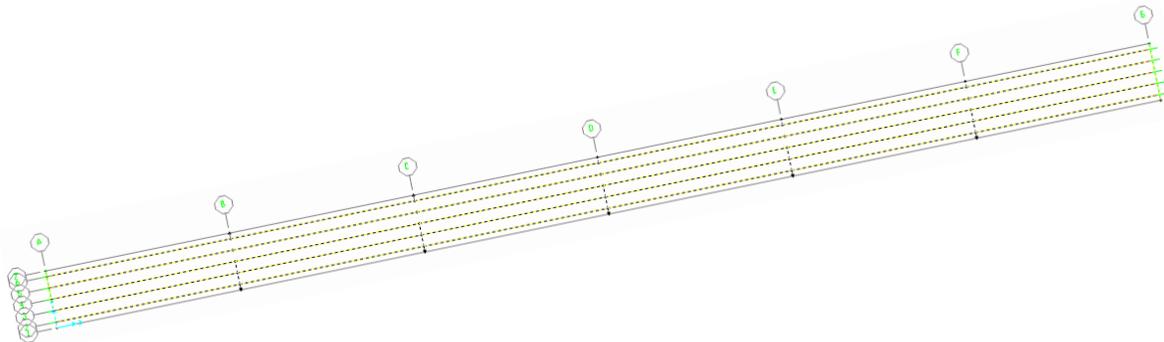


Figura 9. Vista en planta del modelo.

- Dividimos la losa en secciones pequeñas para que el programa lo considere como elementos finitos.

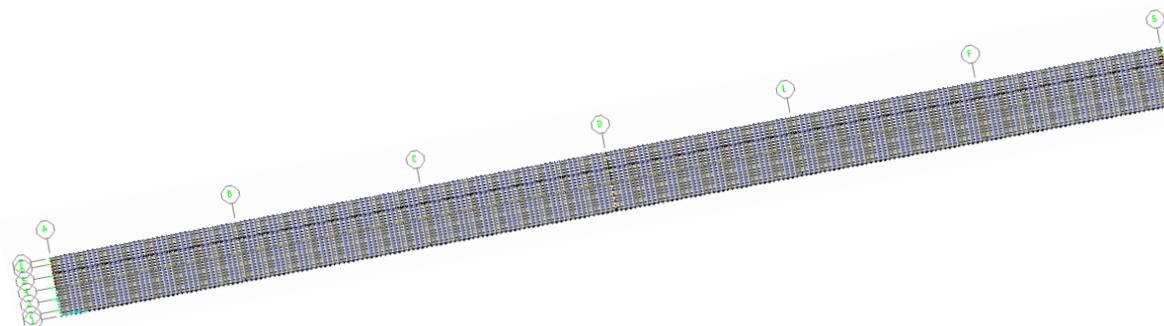


Figura 10. Vista en planta del modelo.

- Ingresamos al menú “Bridge” para crear un “Lane”, el cual será el carril por donde transite nuestra carga móvil (el camión T3S2R4). Cabe mencionar que esta barra a la que se le asigna el Lane tiene propiedades geométricas nulas, es decir que no transmite carga por peso propio al modelo y se libera de los extremos para que no transmita momentos ni torsión.

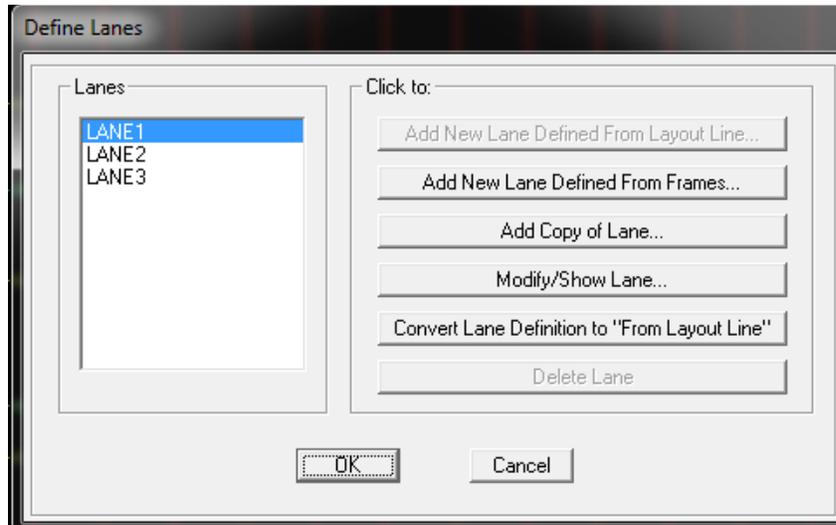


Figura 11. Cuadro de diálogo para definir los carriles del camión T3S2R4.

- En el mismo menú “Bridge”, submenú “Vehicles” Creamos un vehículo nuevo, en este caso será un T3S2R4, con las cargas mencionadas anteriormente.

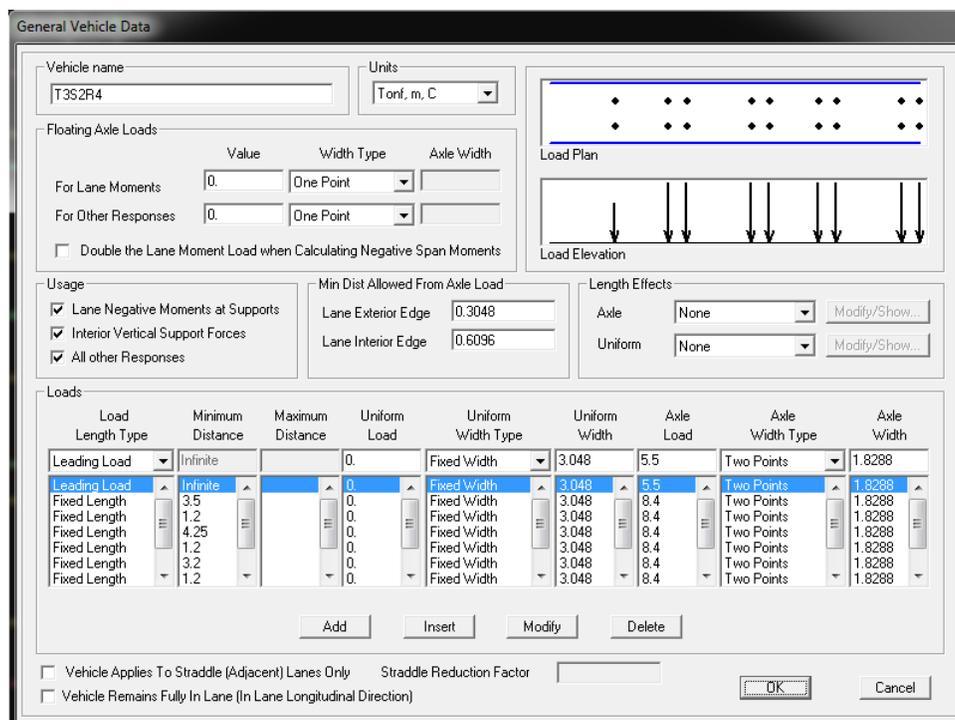


Figura 12. Cuadro de diálogo para definir el vehículo (T3S2R4).

- Con esas propiedades, se ejecutó el modelo para corroborar que los diagramas de momento y cortante fueran coherentes con la carga de los camiones, realizando las pruebas correspondientes para verificar en qué posición se presentaban los máximos elementos mecánicos haciendo variar la posición de los camiones en el sentido transversal del puente, así mismo variando entre uno, dos o tres camiones (que son los que en condiciones de servicio podrán transitar en el puente) definiendo dos combinaciones de carga, la primera de dos camiones con su carga al 100% y la segunda con tres camiones con el 90% de su carga máxima que es lo que marca la Normativa AASHTO. La condición en donde se presentaron los elementos mecánicos mayores fue en la combinación de los tres camiones, justo cuando la primera rueda del primer camión se posicionó a 60 cm del borde de la guarnición del puente. A continuación se ilustra en donde se aplicaron las cargas de los camiones transversalmente:

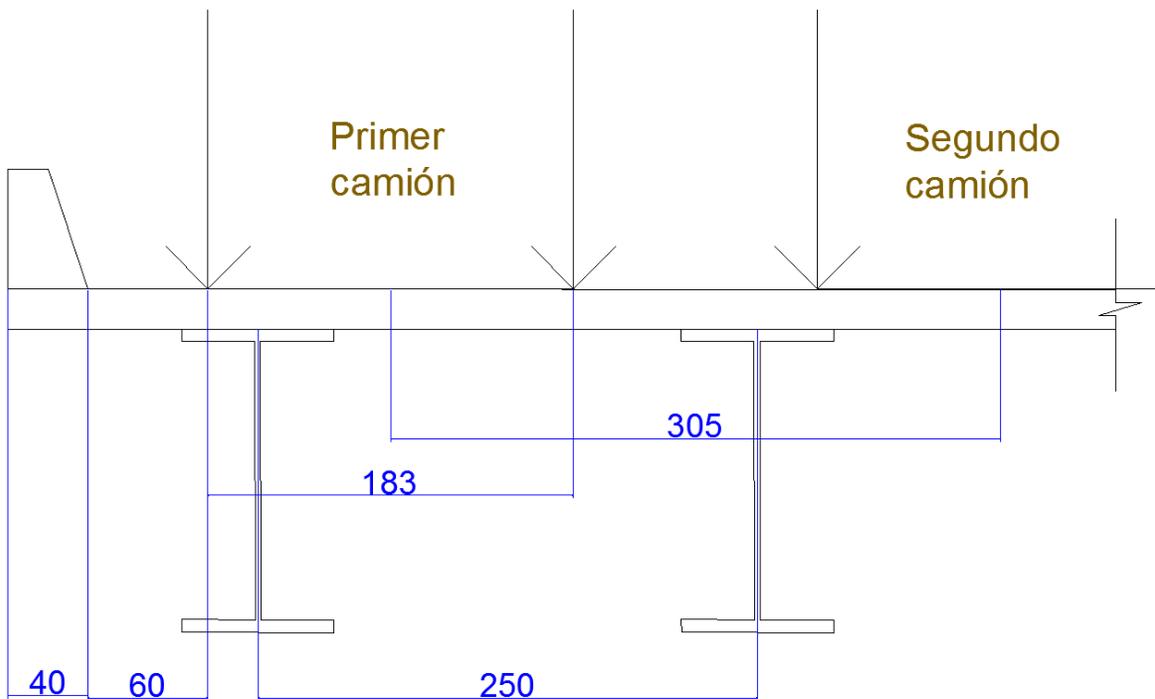


Figura 13 Aplicación de carga de camiones en el sentido transversal del puente

Se obtuvieron los siguientes diagramas de momento en las vigas de acero:

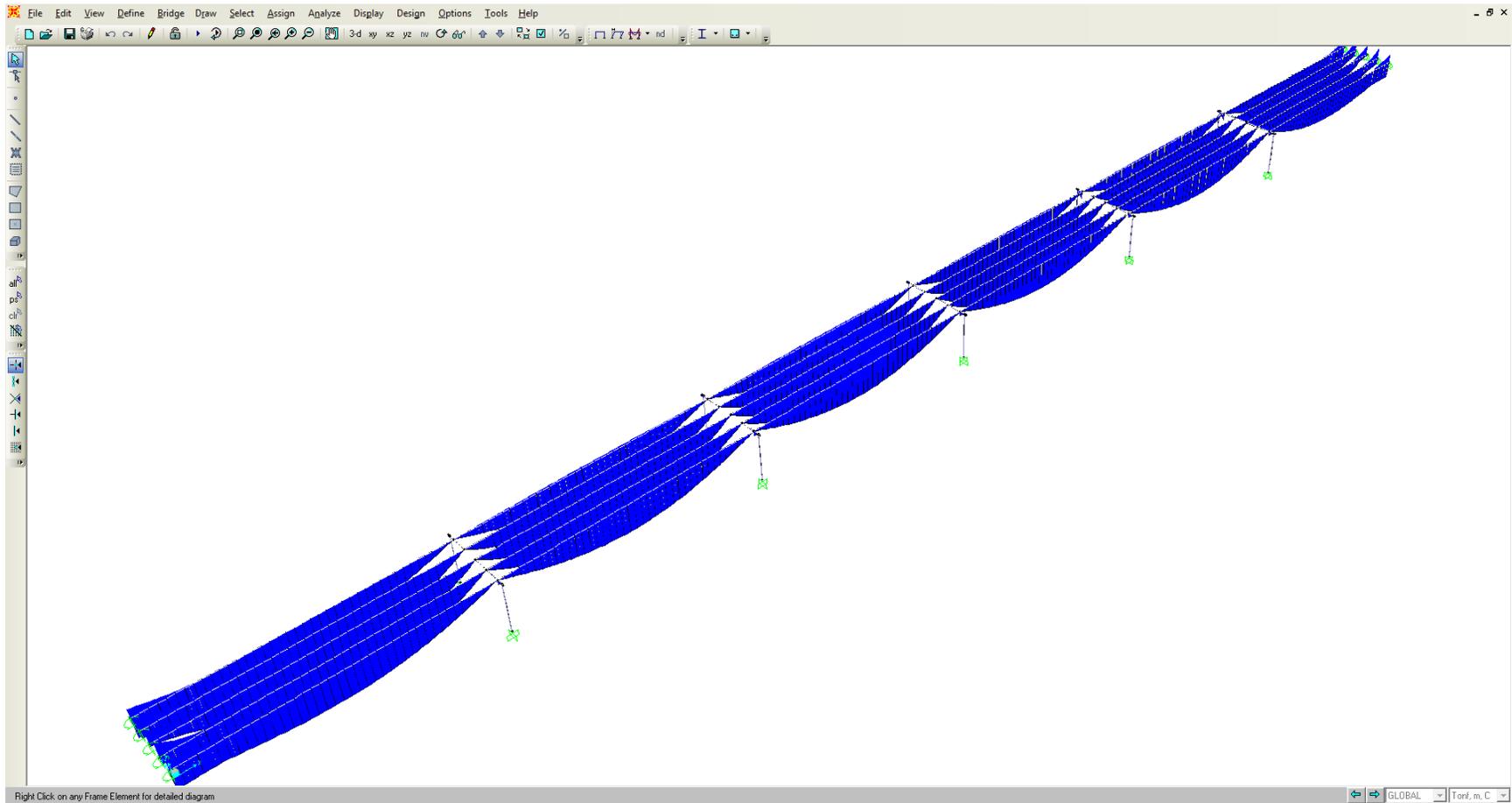


Figura 14. Diagrama de momento en vigas.

De igual se obtuvieron los siguientes diagramas de cortante en las vigas de acero:

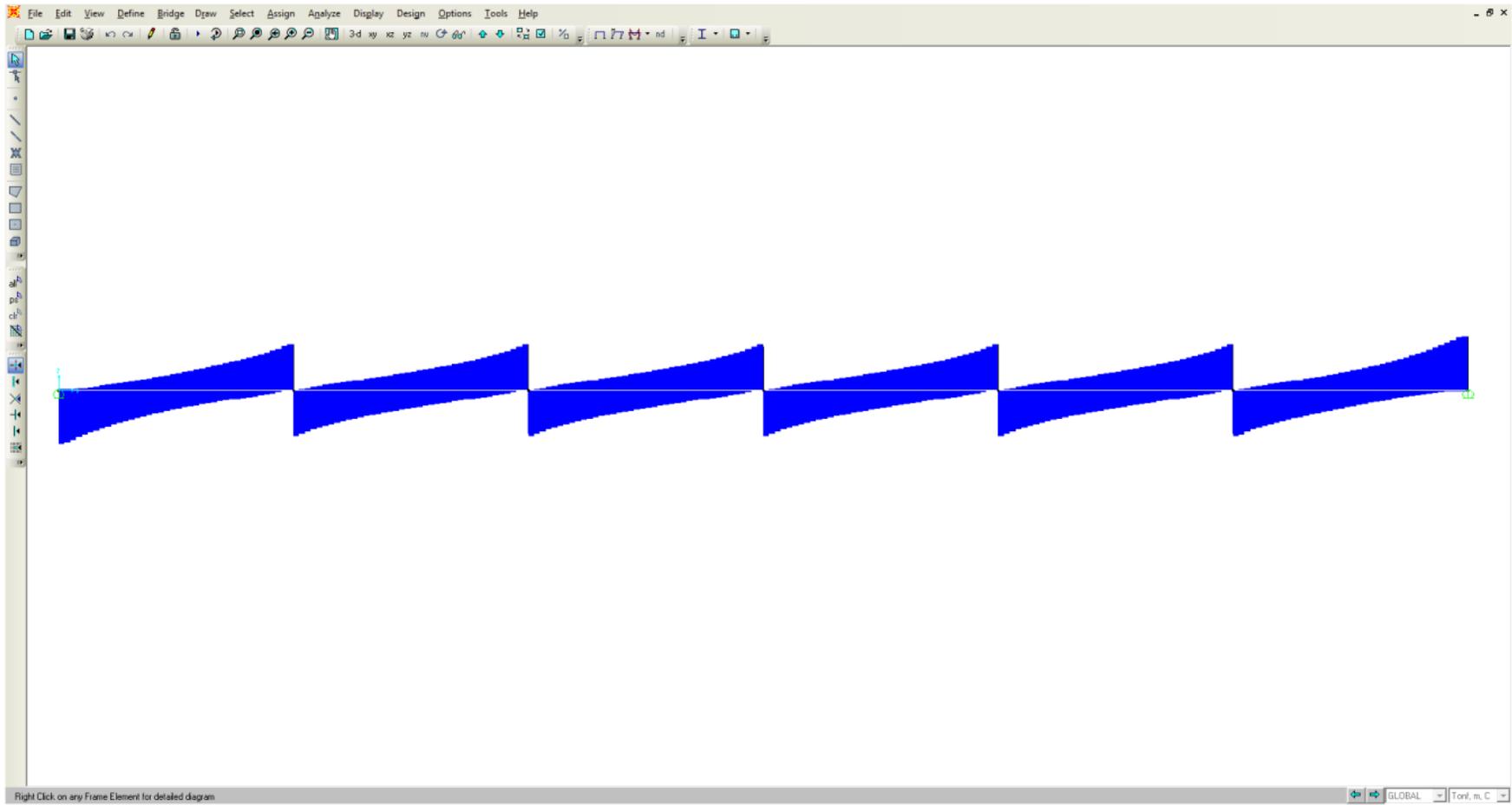


Figura 15. Diagrama de cortante en vigas, vista en perfil del puente

- Se modelaron los cabezales, las columnas y se ingresaron las combinaciones de carga antes mencionadas para obtener los elementos mecánicos para el diseño del cabezal, columna y cimentación. Finalmente se presenta una imagen del modelo completo:

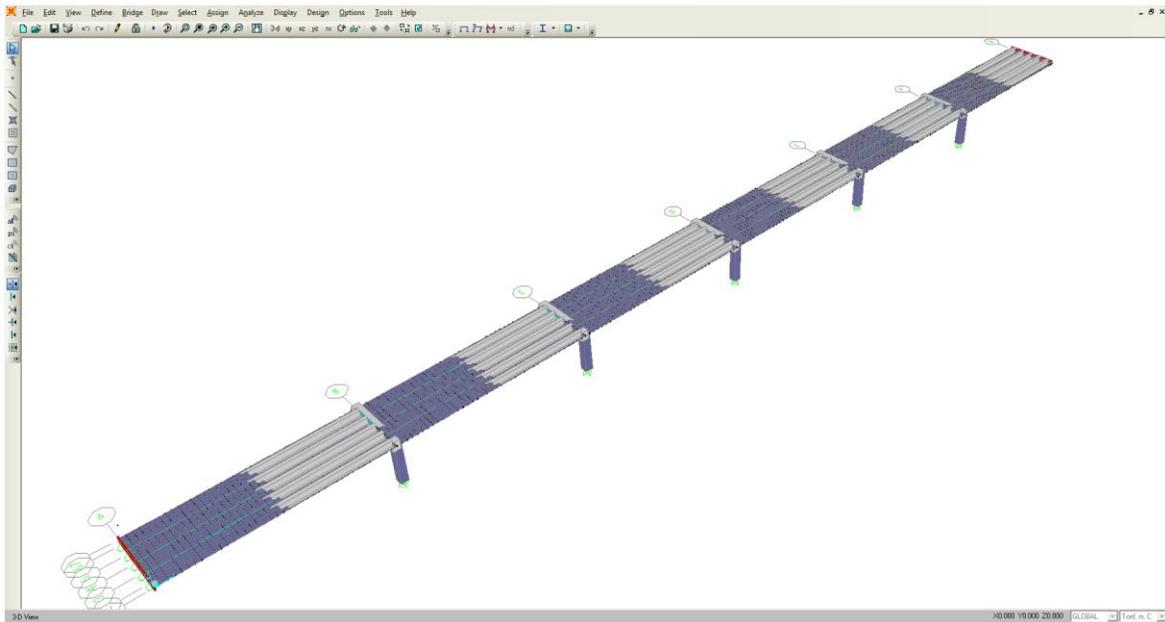


Figura 16. Modelo tridimensional final

Ahora se muestran los diagramas de momento en las columnas, así como el diagrama de carga axial en la misma respectivamente:

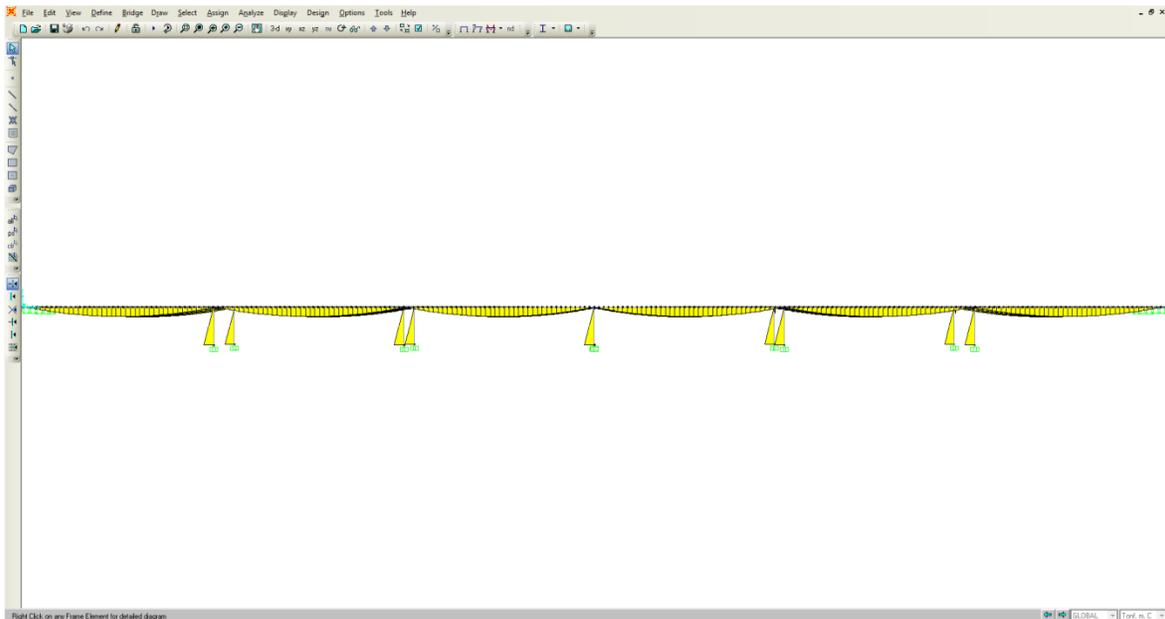


Figura 17-a. Diagramas de momento en columnas, vista en perfil del puente

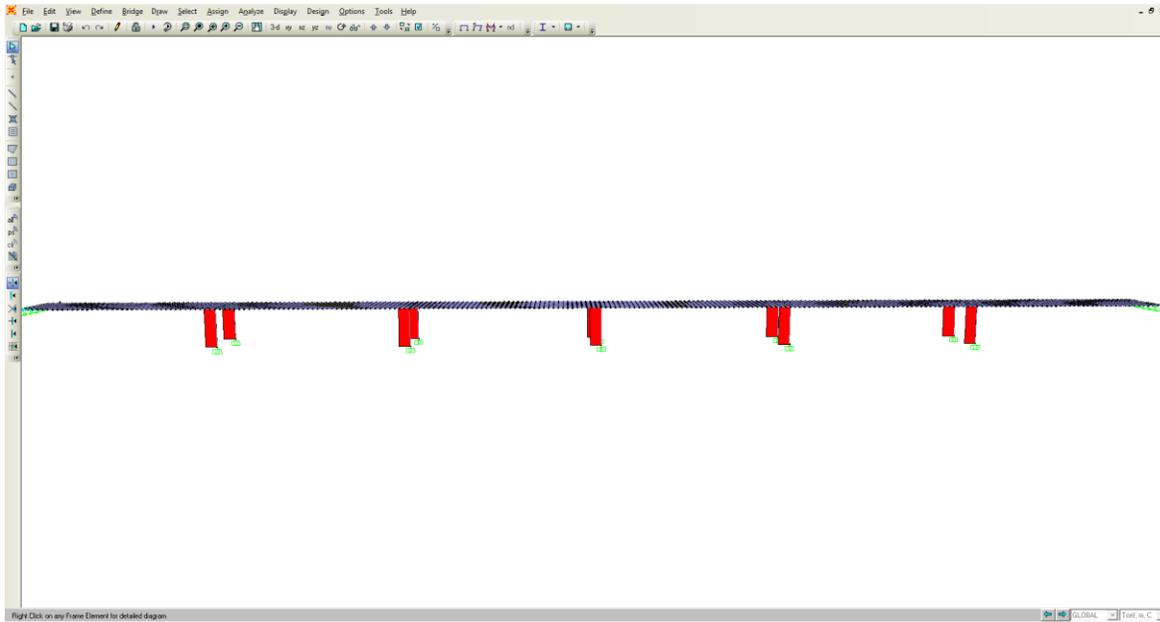


Figura 17-b. Diagramas de carga axial en columnas , vista en perfil del puente).

5.1. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO.

Se lleva a cabo un análisis estático para obtener de manera aproximada el periodo de la estructura. Este análisis nos servirá para calcular las cargas por trabe para incluirlas en el modelo estructural.

ANALISIS SISMICO DE PUENTE DE 6 CLAROS

TRABE METÁLICA 3 PLACAS

PERALTE TOTAL =	152.4	cm
AREA DE SECCION =	1322.58	cm ²
NUMERO DE VIGAS =	5	
ANCHO DEL PUENTE =	1250	cm
ESPELOR DE LOSA =	20	cm
ESPELOR DE PAVIMENTO =	12	cm

NUMERO DE CLAROS 6

LONGITUD DE CLAROS

CLAROS	L [m]
1	40
2	40
3	40
4	40
5	40
6	40

CARGAS	ω [t/m]
peso propio trabe	1.038

	ω [t/m ²]
PESO DE LOSA	0.480
PESO PAVIMENTO	0.264

	No. DE PIEZAS	ω [t/m]	ω [t/m]
GUARNICION	2.00	0.48	0.96
BARANDAL	2.00	0.50	1.00
BANQUETA	0.00	0.00	0.00
		total	1.96

Carga viva 0 kg/m²

Se considera una carga de 250 kg/m² para puentes urbanos.

Para puentes carreteros la carga viva es cero, por lo tanto en este puente no la consideramos.

cargas por trabe

bt = ANCHO TRIBUTARIO CORRESPONDIENTE A CADA TRABE

trabe	bt [m]	ω PePo [T/m]	ω LOSA [T/m]	ω PAV [T/m]	ω GBB [T/m]	ω cv [T/m]
1	2.50	1.04	1.20	0.66	0.39	0.00
2	2.50	1.04	1.20	0.66	0.39	0.00
3	2.50	1.04	1.20	0.66	0.39	0.00
4	2.50	1.04	1.20	0.66	0.39	0.00
5	2.50	1.04	1.20	0.66	0.39	0.00
	suma	5.19	6.00	3.30	1.96	0.00



PePo [T]=	207.65	207.65	207.65	207.65	207.65	207.65
losa [T]=	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
pav [T]=	132.00	132.00	132.00	132.00	132.00	132.00
gbb [T]=	78.40	78.40	78.40	78.40	78.40	78.40
cv [T]=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
total [T]=	658.05	658.05	658.05	658.05	658.05	658.05

descargas por pila

Apoyos	1	2	3	4	5	6	7
	329.02	658.05	658.05	658.05	658.05	658.05	329.02

cabezal

b =	1.5 m						
h =	2 m						
L =	13 m						
W_{cab} [T] =	93.6	93.6	93.6	93.6	93.6	93.6	93.6

Columna

b =	1.5 m						
h =	1.5 m						
H =	0	8	8	8	8	8	0

Consideramos la mitad de la columna para el peso para sismo

	0	21.6	21.6	21.6	21.6	21.6	0
--	---	------	------	------	------	------	---

Peso total por apoyo

Apoyo	1	2	3	4	5	6	7
W=	422.62	773.25	773.25	773.25	773.25	773.25	422.62

Calculo de fuerza sísmicas

Espectro de diseño

Zona sísmica **A**

Terreno **II**

En el manual de CFE sección 3.3.2 menciona que para estructuras del Grupo A, los valores espectrales deberán multiplicarse por 1.5, a fin de tener en cuenta la importancia de la estructura. Donde $c = 0.16$ y $a_0 = 0.04$

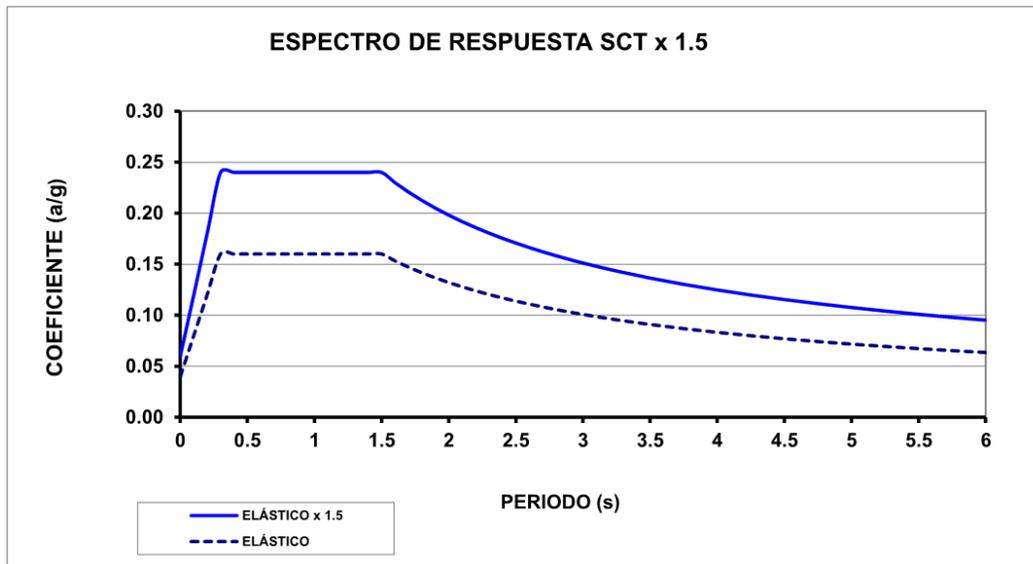
$a_0 =$	0.06
$c =$	0.24
$T_a =$	0.30 seg
$T_b =$	1.50 seg
$r =$	0.67

$Q =$ **2**

$$\text{Si } T < T_a \quad a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}$$

$$\text{Si } T_a < T < T_b \quad a = c$$

$$\text{Si } T > T_b \quad a = c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r$$



Análisis sísmico estático

[éstas fuerzas son las que ingresamos al modelo]

	1	2	3	4	5	6	7
$F = W c / Q$ [Ton]	50.71	92.79	92.79	92.79	92.79	92.79	50.71

Cálculo de Rigidez de Marcos

Dirección Y

Apoyos	2	3	4	5	6	
Desplazamientos	0.0044	0.0044	0.0044	0.0044	0.0044	m
Fuerza cortante	100	100	100	100	100	t
Rigidez	227.27	227.27	227.27	227.27	227.27	t/cm
Desplazamientos permisibles	0.0480	0.0480	0.0480	0.0480	0.0480	m

Masa de la estructura

$$m = W/g$$

$$g = 981 \text{ cm/s}^2$$

masa	0.7882	0.7882	0.7882	0.7882	0.7882	
frecuencia $w=$	16.98	16.98	16.98	16.98	16.98	
Periodo de vibración $T = 2\pi/w$	0.370	0.370	0.370	0.370	0.370	seg
Aceleración	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	
Fuerza cortante	92.79	92.79	92.79	92.79	92.79	

5.2. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO.

Con ayuda del programa SAP 2000 se realizó el análisis dinámico del puente, mediante el método modal espectral tridimensional, y se obtienen los modos de vibrar con mayor participación, en este caso se obtuvieron los primeros doce modos de vibrar, que son los siguientes:

Modo	T (s)	f (Hz)	ω (rad/s)	%Partic X	Suma X	%Partic Y	Suma Y
1	0.56868	1.76	11.05	0.00	0.00	24.05	24.05
2	0.56575	1.77	11.11	0.00	0.00	0.00	24.05
3	0.47304	2.11	13.28	8.83	8.83	0.00	24.05
4	0.45550	2.20	13.79	0.00	8.83	0.00	24.05
5	0.39448	2.54	15.93	5.78	14.62	0.00	24.05
6	0.34888	2.87	18.01	80.41	95.03	0.00	24.05
7	0.34603	2.89	18.16	0.00	95.03	0.00	24.05
8	0.30612	3.27	20.53	2.37	97.40	0.00	24.05
9	0.28210	3.54	22.27	0.00	97.40	72.88	96.93
10	0.28102	3.56	22.36	0.00	97.40	0.08	97.01
11	0.26648	3.75	23.58	0.00	97.40	0.00	97.01
12	0.26635	3.75	23.59	0.00	97.40	0.50	97.51

ω = Frecuencia angular
 f = Frecuencia
 T = Periodo

Observamos que el periodo dominante en la dirección X (longitudinal) es de 0.349 segundos con una participación del 80.41% mientras que en la dirección Y (transversal) el periodo dominante es de 0.282 segundos con una participación del 72.88%. En la siguiente figura se muestran los modos de vibrar para los periodos dominantes del puente:

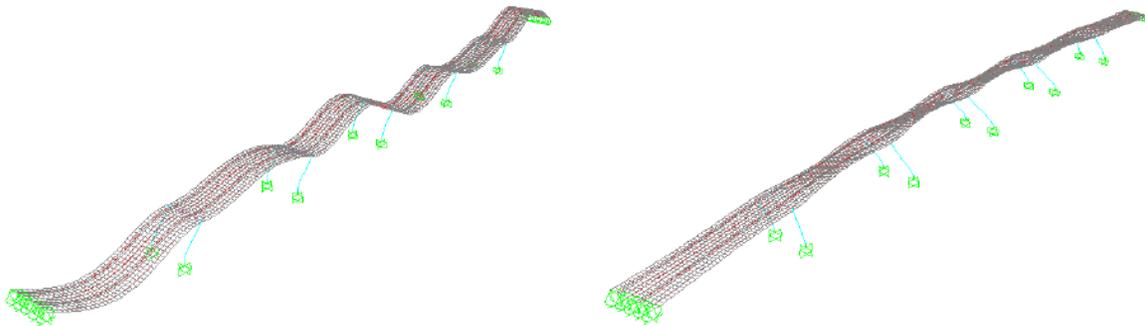


Figura 18. Modos de vibrar para los periodos dominantes del puente.

6. DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.

En este tema se presentan los aspectos más importantes del diseño estructural del puente.

6.1. DISEÑO DE LOSA.

Datos

Concreto de la losa $f'c =$	250	kg/cm ²	Espesor de losa en el extremo =	20	cm
Acero de refuerzo $f_y =$	4200	kg/cm ²	Espesor de carpeta =	12	cm
Ancho de la guarnición =	0.10	m	Recubrimiento del acero de refuerzo =	0.04	m
Peso del parapeto =	0.250	ton/m	Peralte efectivo "d" =	16	cm
Peso de guarnición =	0.250	ton/m			
Ancho total de la losa =	12.50	m			
Separación entre vigas =	250.0	cm	γ del concreto =	2.40	ton/m ³
No. de traveses =	5	pzas.	γ del asfalto =	2.20	ton/m ³
Ancho de la banqueta =	40	cm	F. I. =	1.20	
Ancho del patín superior de la viga =	76.20	cm	k =	14.8	
Ancho del alma de la viga =	2.54	cm	j =	0.9	

Dimensionamiento

REVISIÓN DE LOSA EN VOLADO

1.- CARGA MUERTA

	ω	b	M
	ton/m	m	ton-m/m
PARAPETO	0.250	0.600	0.150
GUARNICIÓN	0.250	0.515	0.129
LOSA	0.344	0.358	0.123
ASFALTO	0.084	0.158	0.013
	0.928		0.415

$$M_{TOTAL} = 0.541 \text{ ton-m/m}$$

2.- CARGA MÓVIL

$$P = 7.3 \text{ ton}$$

Ancho de distribución (E9)

$$E = 0.8 x + 1.143$$

$$E = 1.156 \text{ m}$$

$$M = 0.126 \text{ ton-m/m}$$

REVISIÓN DE LOSA ENTRE TRABES

1.- CARGA MUERTA

$$CM = 0.74 \text{ ton/m}^2$$

$$M_{CM} = 0.198 \text{ ton-m/m}$$

$$M_{TOTAL} = 2.213 \text{ ton-m/m}$$

2.- CARGA MÓVIL

$$M_{CV} = \frac{S+2}{32}(P)(I)$$

$$M_{CV} = 2.014 \text{ ton-m/m}$$

DISEÑO

1.- Revisión del peralte

$$d = \sqrt{\frac{M \times 10^5}{k \times b}} ; \quad d = 12.23 \text{ cm} \quad \text{El peralate es adecuado}$$

2.- Acero de refuerzo por flexión

$$A_s = \frac{M \times 10^5}{f_s \times j \times d} \quad A_s = 7.6833 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Proponiendo varillas del \# } 4 \quad S = 16.0 \text{ cm}$$

3.- Acero de distribución

$$\% A_{sd} = \frac{220}{\sqrt{3.28S}} \leq 67\% \quad \% A_{sd} = 95.1 \% > 67 \%$$

Se usará 67 %

$$A_{sd} = 5.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Proponiendo varillas del \# } 4 \quad S = 24.0 \text{ cm}$$

4.- Acero de temperatura

$$A_s := \frac{\frac{1}{8} \cdot \text{in}^2}{\text{ft}}$$

$$A_s = 2.646 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Proponiendo varillas del \# } 3 \quad S = 24.0 \text{ cm}$$

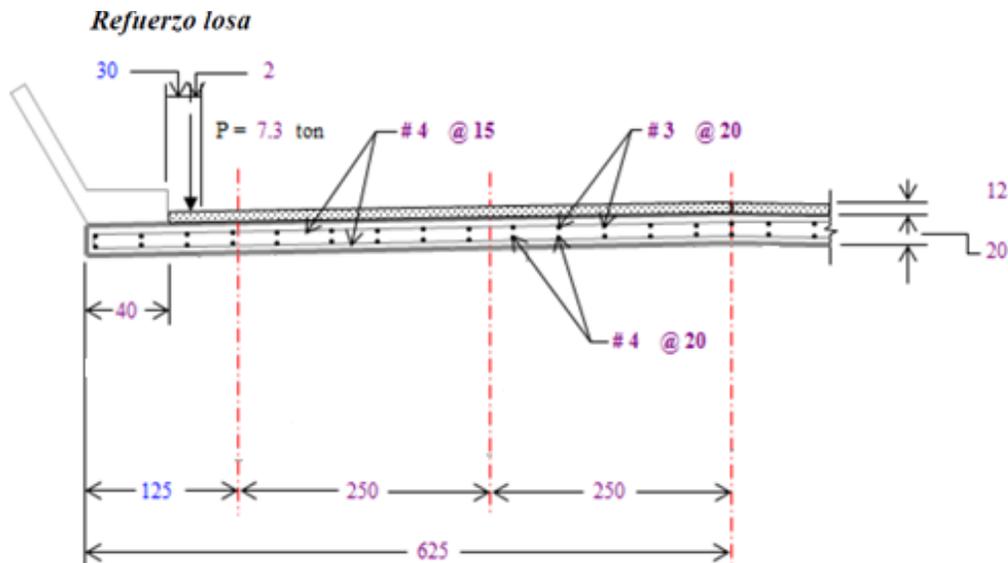


Figura 19. Armado final en losa.

6.2. DISEÑO DE VIGA METÁLICA.

Para obtener los elementos mecánicos de diseño de la viga metálica tuvimos que apoyarnos tanto del modelo hecho en SAP2000 y de una hoja de cálculo realizada en Excel.

Del modelo sólo obtuvimos los elementos que produce la carga viva de los camiones, esos elementos fueron ingresados a la hoja de cálculo en donde se tomaron en cuenta el peso propio de la trabe, el peso de la losa y la sobrecarga que en éste caso solamente incluyó guarnición, parapeto e instalaciones, para que con la suma de los anteriores obtener los elementos mecánicos finales.

Cargas trabe	w [T/m]	w [T/m]	
Peso propio	1.03		
Losa	1.20		
Pavimento		0.55	
Guarnicion y banqueta		0.24	peso de guarniciones entre no. de traves
Instalaciones		0.05	
Diafragma		0.09	carga equivalente
w scm =		0.93	
Factor de concentracion		1	
Factor de impacto			
$I = 15.24 / (38.1 + L) < 0.3$			
I =		0.20	

Elementos mecanicos

Fuerzas cortantes en Ton.

X/L	X	Vpp	Vlosa	Vscm	Vcv	Vcv+i	Vu
0.00	0.00	20.63	24.00	18.69	-59.98	-71.69	-73.32
0.05	2.00	18.57	21.60	16.82	-57.29	-68.47	-74.56
0.10	4.00	16.51	19.20	14.95	-49.95	-59.70	-63.76
0.15	6.00	14.44	16.80	13.08	-43.66	-52.18	-55.67
0.20	8.00	12.38	14.40	11.21	-38.22	-45.68	-49.79
0.25	10.00	10.32	12.00	9.34	-33.40	-39.91	-45.49
0.30	12.00	8.25	9.60	7.48	-29.08	-34.75	-42.52
0.35	14.00	6.19	7.20	5.61	-25.42	-30.38	-41.27
0.40	16.00	4.13	4.80	3.74	-22.28	-26.63	-41.34
0.45	18.00	2.06	2.40	1.87	20.78	24.84	62.15
0.50	20.00	0.00	0.00	0.00	24.59	29.39	63.80
0.55	22.00	-2.06	-2.40	-1.87	28.31	33.83	65.21
0.60	24.00	-4.13	-4.80	-3.74	32.10	38.36	66.81
0.65	26.00	-6.19	-7.20	-5.61	36.03	43.06	68.79
0.70	28.00	-8.25	-9.60	-7.48	40.04	47.86	70.97
0.75	30.00	-10.32	-12.00	-9.34	44.25	52.89	73.66
0.80	32.00	-12.38	-14.40	-11.21	48.71	58.21	76.98
0.85	34.00	-14.44	-16.80	-13.08	53.58	64.04	81.41
0.90	36.00	-16.51	-19.20	-14.95	59.08	70.60	87.43
0.95	38.00	-18.57	-21.60	-16.82	65.52	78.30	95.91
1.00	40.00	-20.63	-24.00	-18.69	70.89	84.72	101.62

Momentos flexionantes en Ton*m

X/L	X	Mpp	Mlosa	Mscm	Mcv	Mcv+i	Mu
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	2.00	39.20	45.60	35.51	63.97	76.45	322.38
0.10	4.00	74.28	86.40	67.28	114.89	137.31	594.45
0.15	6.00	105.22	122.40	95.31	156.83	187.43	826.72
0.20	8.00	132.05	153.60	119.60	195.28	233.38	1033.50
0.25	10.00	154.74	180.00	140.16	225.96	270.06	1203.67
0.30	12.00	173.31	201.60	156.98	249.89	298.65	1339.83
0.35	14.00	187.75	218.40	170.06	267.42	319.60	1442.93
0.40	16.00	198.07	230.40	179.40	279.43	333.96	1515.25
0.45	18.00	204.26	237.60	185.01	286.88	342.86	1559.29
0.50	20.00	206.32	240.00	186.88	289.06	345.46	1573.17
0.55	22.00	204.26	237.60	185.01	286.91	342.89	1559.36
0.60	24.00	198.07	230.40	179.40	279.49	334.03	1515.41
0.65	26.00	187.75	218.40	170.06	267.52	319.72	1443.20
0.70	28.00	173.31	201.60	156.98	250.04	298.83	1340.21
0.75	30.00	154.74	180.00	140.16	226.15	270.28	1204.15
0.80	32.00	132.05	153.60	119.60	195.59	233.76	1034.32
0.85	34.00	105.22	122.40	95.31	157.12	187.78	827.49
0.90	36.00	74.28	86.40	67.28	115.25	137.74	595.37
0.95	38.00	39.20	45.60	35.51	64.45	77.02	323.62
1.00	40.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Elementos mecanicos ultimos

X/L	X	Vu [T]	Mu [Tm]
0.00	0.00	-73.32	0.00
0.05	2.00	-74.56	322.38
0.10	4.00	-63.76	594.45
0.15	6.00	-55.67	826.72
0.20	8.00	-49.79	1033.50
0.25	10.00	-45.49	1203.67
0.30	12.00	-42.52	1339.83
0.35	14.00	-41.27	1442.93
0.40	16.00	-41.34	1515.25
0.45	18.00	62.15	1559.29
0.50	20.00	63.80	1573.17
0.55	22.00	65.21	1559.36
0.60	24.00	66.81	1515.41
0.65	26.00	68.79	1443.20
0.70	28.00	70.97	1340.21
0.75	30.00	73.66	1204.15
0.80	32.00	76.98	1034.32
0.85	34.00	81.41	827.49
0.90	36.00	87.43	595.37
0.95	38.00	95.91	323.62
1.00	40.00	101.62	0.00

Mu max = 1573.17

A continuación se presentan los diagramas de elementos mecánicos de momento flexionante y fuerza cortante, ambas para la combinación de carga gravitacional.

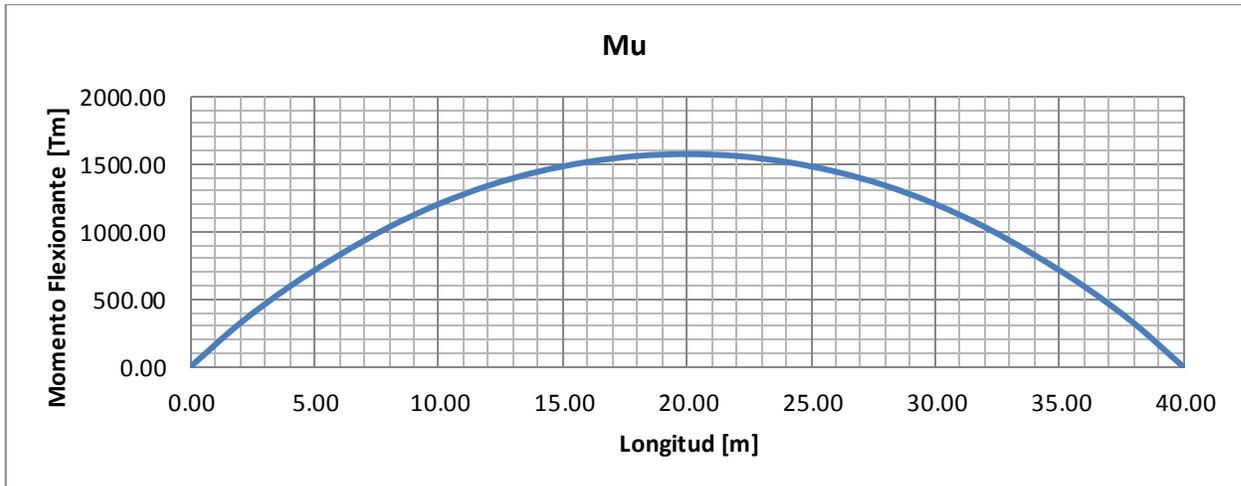


Figura 20. Diagrama de momento.

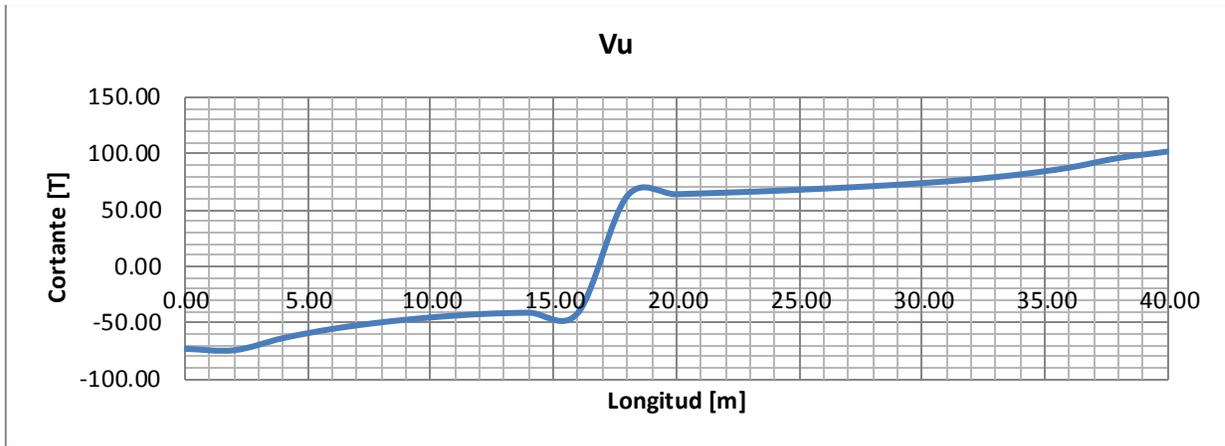


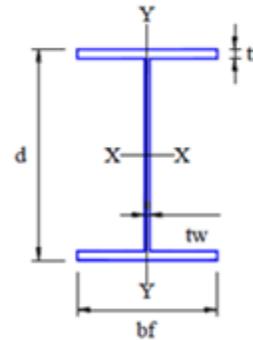
Figura 21. Diagrama de cortante.

6.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN SECCIÓN SIMPLE.

Geometría de la sección	Propiedades de la sección	
$d := 152.4\text{cm}$	$A_s := 1322.58\text{cm}^2$	$\text{Peso} := 1036.03 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
$bf := 76.20\text{cm}$	$I_x := 5740958.7\text{cm}^4$	$I_y := 468451.13\text{cm}^4$
$tf := 6.35\text{cm}$	$S_x := 75340.66\text{cm}^3$	$S_y := 12295.31\text{cm}^3$
$tw := 2.54\text{cm}$	$r_x := 65.88\text{cm}$	$r_y := 18.82\text{cm}$
	$Z_x := 83061.93\text{cm}^3$	$Z_y := 18660.77\text{cm}^3$
	$J_{xx} := 13770.32\text{cm}^4$	$C_a := 2.5E + 09\text{cm}^6$

MATERIALES Y DATOS

$E = 2040000$	kg/cm^2	$L = 40.0$	m
$G = 784000$	kg/cm^2		
$F_y = 3515$	kg/cm^2		
$f'_c = 250$	kg/cm^2		
$f''_c = 170$	kg/cm^2		
$FR = 0.9$			
$FC = 1.0$			



ELEMENTOS MECÁNICOS

$M = 1573.17$	t-m	$M_u = 1573.17$	t-m
$V = 101.62$	t	$V_u = 101.62$	t

CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

1.- Relación ancho/grueso patines

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6.00$$

2.- Relación ancho/grueso alma

$$\frac{d - 2t_f}{t_w} = 55.00$$

Para patines de secciones W

$$0.32 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.71 \quad (\text{Tipo 1}) \quad 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.15 \quad (\text{Tipo 2}) \quad 0.58 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.97 \quad (\text{Tipo 3})$$

Los patines son tipo **1**

Para almas de secciones W

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 59.02 \quad (\text{Tipo 1}) \quad 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 89.38 \quad (\text{Tipo 2}) \quad 5.60 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 134.91 \quad (\text{Tipo 3})$$

El alma es tipo **1**

Por lo tanto la sección W es tipo 1

REVISIÓN DE LA RESISTENCIA AL PANDEO LATERAL

L = **4000** cm Curvatura **Doble**
M1 = **297.86** t-m (El menor de los momentos)
M2 = **1573.17** t-m (El mayor de los momentos)

$c = 0.6 \pm 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.52$ Existe algún momento mayor que M2 en el tramo? **No**

Entonces el valor de c es: **0.52**

$$X_r = \frac{4}{3} c \frac{Z F_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 1.36 \quad X_u = 3.220 X_r = 4.39$$

$$\sqrt{\frac{E C_a}{GJ}} = 687.05$$

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_u} \sqrt{\frac{E C_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} = 1631.56 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_r} \sqrt{\frac{E C_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} = 3674.18 \text{ cm}$$

$$M_u = \frac{\pi E}{cL} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi^2}{L} \right) C_a \right]} = 1752.19 \text{ t-m}$$

Si $L < L_u$

$$M_R = F_R M_P =$$

No aplica

Si $L_u < L < L_r$

$$M_R = 1.15 F_R M_P \left(1 - \frac{0.28 M_P}{M_u} \right) \leq F_R M_P =$$

No aplica

Si $L > L_r$

$$M_R = F_R M_u = 1576.97 \quad \text{t-m}$$

La viga falla por pandeo lateral elástico

Por lo tanto el Momento Resistente M_r es: 1576.97 t-m

La sección pasa por flexión

$$\frac{M_U}{M_R} = 0.997$$

En la siguiente gráfica de resistencia al pandeo lateral, se observa que la viga fallará en el rango elástico.

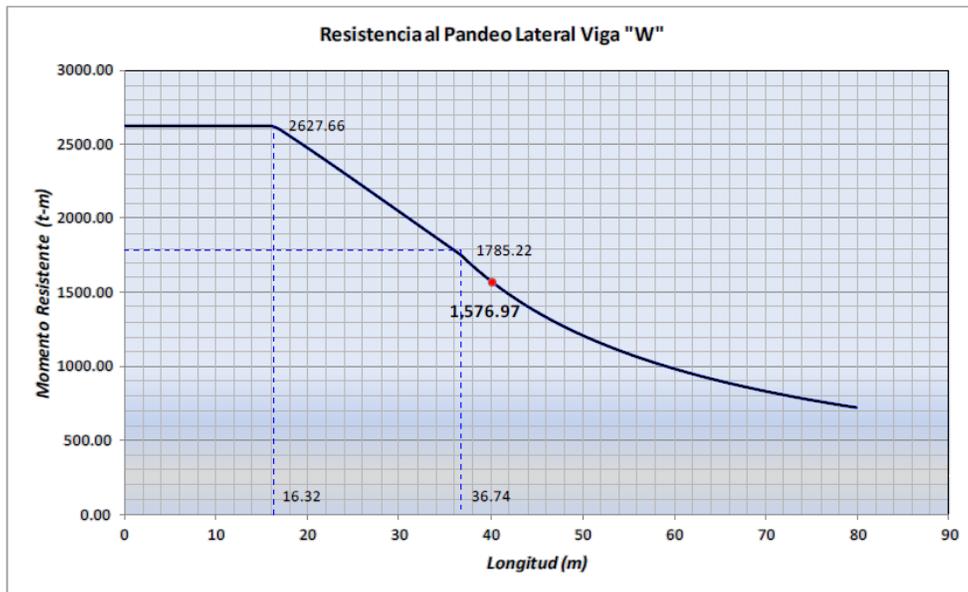


Figura 22. Resistencia al pandeo lateral de la viga.

Se diseñó para el máximo momento de la viga el cual se presenta al centro del claro. A pesar de que trabaja como sección compuesta en esta zona, se realizó la revisión por sección simple.

6.2.2. DISEÑO POR CORTANTE SECCIÓN SIMPLE.

$$V_R = V_N F_R$$

$$\frac{h}{t_w} = 55.00 \quad k = 5 \quad (\text{No se emplean atiesadores})$$

$$\sqrt{\frac{Ek}{F_y}} = 53.87 \quad A_a = 387.10 \quad \text{cm}^2$$

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 0.98 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} \quad V_N = 0.66 F_y A_a = \quad \text{ton}$$

$$\text{Si } 0.98 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} \quad V_N = \frac{0.65 \sqrt{E F_y k}}{h/t_w} A_a = 866.23 \quad \text{ton}$$

La falla es por plastificación del alma por cortante

$$V_R = V_N F_R = 779.60 \quad \text{ton}$$

$$\frac{V_U}{V_R} = 0.13$$

La viga pasa por cortante

6.2.3. DISEÑO POR FLEXIÓN SECCIÓN COMPUESTA.

CÁLCULO DEL ANCHO EFECTIVO b_e

$$(a) \frac{L}{8} = 1000 \quad \text{cm}$$

$$(b) \frac{S}{2} = 250 \quad \text{cm} \quad \text{Rige } b_e = 250 \quad \text{cm}$$

$$(c) d_{\text{borde}} = 250 \quad \text{cm}$$

CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE CONSIDERANDO LA SECCIÓN COMPUESTA

Para el caso en el que el ENP atraviesa la losa de concreto

Profundidad del bloque de esfuerzos rectangular equivalente

$$a = \frac{A_a F_y}{f_c b_e} = 109.54 \quad \text{cm} \quad \text{El ENP atraviesa la sección de acero}$$

$$dt = 76.20 \quad \text{cm}$$

$$d_1 = \frac{d}{2} + t_c - \frac{a}{2} = 33.78 \quad \text{cm}$$

$$M_n = A_a F_y d_1 = 1572.61 \quad \text{t-m}$$

$$M_R = 0.9 M_n = 1336.71 \quad \text{t-m}$$

$$C = 1,958,222.4 \quad \text{kg}$$

$$T = 2,952,252.2 \quad \text{kg}$$

El ENP está en alma

$$\text{Compresión en la losa } C_c = 255000 \quad \text{kg}$$

Compresión en la parte superior del patín $C_a = 2200237.3 \text{ kg}$

Para el caso en el que el ENP está en el patín de la viga de acero

Profundidad de la zona comprimida del patín $t_{pc} =$	8.20	cm
Dist del ctr de grav del área de acero en tensión al borde sup de la viga $d_t =$	140.81	cm
$d'_2 =$	150.16	cm
$d''_2 =$	136.71	cm
Momento Resistente Nominal $M_n =$	3390.83	tm
$M_R =$	2882.20	tm

Para el caso en el que el ENP está en el alma

Profundidad de la parte de alma en compresión $h_c =$	55.59	cm
Área de acero en compresión $A_{bc} =$	625.07	cm ²
Dist del ctr de grav del área de acero en comp al borde sup de la viga $d_c =$	10.17	cm
Dist del ctr de grav del área de acero en tensión al borde inf de la viga $d_t =$	17.03	cm
$d'_3 =$	144.72	cm
$d''_3 =$	125.20	cm
Momento Resistente Nominal $M_n =$	3123.75	tm
$M_R =$	2655.19	tm

Combinación de Esfuerzos: $\frac{M_U}{M_R} = 0.59$

6.2.4. DEFORMACIONES.

La deformación máxima que se presenta es de 3.95 cm, lo cual cumple con lo que marca el AASHTO:

Deformaciones para carga viva:

- $L/1000 = 4 \text{ cm}$
- $L/800 = 5 \text{ cm}$

6.3. DISEÑO DE CABEZAL.

Los elementos mecánicos son obtenidos de modelo realizado en SAP2000.

Propiedades Geométricas	Materiales	Factores de carga y Resistencia
$b := 150\text{cm}$	$f'_c := 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$FC := 1$
$h := 200\text{cm}$	$f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\phi_f := 0.9$ Flexión
$r := 12\text{cm}$	$\epsilon_s := 0.004$	$\phi_c := 0.75$ Cortante
$d := 188\text{cm}$	$f^*_c := 0.8 \cdot f'_c = 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
	$f''_c := 0.85 \cdot f^*_c = 204 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	

Elementos Mecánicos del Análisis

$$M := 365.53 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$V := 647.3 \text{ Ton}$$

Elementos Mecánicos Últimos

$$M_U := M = 365.53 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$V_U := V = 647.3 \text{ Ton}$$

Diseño por Flexión

Acero Mínimo

$$\rho_{s-\text{mín}} := \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)}}{f_y} = 0.0033$$

Acero Máximo

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\rho_{s-\text{máx}} := \frac{\beta_1 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)}{f_y} \cdot \frac{6000 \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)}{6000 \cdot \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) + f_y} = 0.03$$

Determinación del refuerzo mediante la fórmula:

$$\frac{M_U}{\phi_f \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c} = \omega \cdot (1 - 0.59 \cdot \omega)$$

$$\frac{M_U}{\phi_f \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c} = 0.026 \quad 0.026 = \omega - 0.59 \omega^2$$

$$\omega := 0.026 = \omega - 0.59 \omega^2 \text{ solve} \rightarrow \left(\frac{1.6685036874291441131}{0.026411566808144022466} \right) \quad \omega = \left(\frac{1.669}{0.026} \right) \quad \text{Por lo tanto} \quad \omega := 0.026$$

$$\rho := \omega \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.0019 \quad \text{Se debe utilizar la cuantía mínima: } 0.003$$

$$A_s := \rho_{s-\text{mín}} \cdot b \cdot d = 93.036 \text{ cm}^2$$

Se proponen	10 varillas corridas del #	$10 \cdot \left[\pi \cdot \left(\frac{10}{8} \text{ in} \right)^2 \cdot \frac{1}{4} \right] = 79.173 \text{ cm}^2$	
	3 bastones del #8	$3 \cdot \left[\pi \cdot \left(\frac{8}{8} \text{ in} \right)^2 \cdot \frac{1}{4} \right] = 15.201 \text{ cm}^2$	$79.173 + 15.201 = 94.374$

$$94.374 > A_s \quad \text{ok}$$

Diseño por cortante

$$V_n = V_c + V_s \qquad V_n = \frac{V_u}{\phi_c} \qquad \frac{V_u}{\phi_c} = V_c + V_s$$

$$V_c := \left(0.5 \cdot \sqrt{f'_c \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 180 \rho \frac{V_u \cdot d}{M_u} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot b \cdot d = 291.664 \text{ Ton} \quad \text{menor que} \quad 0.90 \cdot \sqrt{f'_c \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = 439.594 \text{ Ton}$$

$$V_s := \frac{V_u}{\phi_c} - V_c = 571.403 \text{ Ton}$$

Según el ACI se requieren estribos $V_u > \frac{1}{2} \phi_c \cdot V_c$

$$\frac{1}{2} \phi_c \cdot V_c = 109.374 \text{ Ton} \quad \text{Por lo tanto se requieren estribos}$$

Separación máxima admisible de estribos del #3

$$\begin{aligned} \text{Si } V_s > \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad ; \quad s_{\text{máx}} &= \frac{d}{4} \\ \text{Si } V_s < \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad ; \quad s_{\text{máx}} &= \frac{d}{2} \end{aligned} \qquad \sqrt{f'_c \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = 488.438 \text{ Ton} \quad \text{Por lo tanto} \quad s_{\text{máx}} := \frac{d}{4} = 0.47 \text{ m}$$

$$\text{Estritos del \#4} \quad A_v := 2 \cdot \left[\pi \cdot \left(\frac{4 \text{ in}}{8} \right)^2 \cdot \frac{1}{4} \right] = 2.534 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por } A_v = \frac{0.2 \cdot \sqrt{f'_c \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot s}{f_y} \qquad s := \frac{2.534 \text{ cm}^2 \cdot f_y}{0.2 \cdot \sqrt{f'_c \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b} = 20.482 \text{ cm} \quad \text{Por lo tanto rige } s = 20.482 \text{ cm}$$

Se proponen: **estribos #4 @20cm**

6.4. DISEÑO DE COLUMNA.

Los elementos mecánicos fueron obtenidos mediante el mismo programa, a continuación se presenta la columna que presenta los máximos:

Frame Text	Station m	OutputCase Text	StepType Text	P Tonf	V2 Tonf	V3 Tonf	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m
29	0	COMB04 SY	Max	-325.19	42.70	201.30	783.74	135.25
29	4	COMB04 SY	Max	-353.27	42.70	201.30	26.82	46.67
29	8	COMB04 SY	Max	-381.35	42.70	201.30	817.75	210.72
29	0	COMB04 SY	Min	-612.57	-42.70	-197.73	-764.11	-135.25
29	4	COMB04 SY	Min	-640.65	-42.70	-197.73	-21.45	-46.67
29	8	COMB04 SY	Min	-668.73	-42.70	-197.73	-826.65	-210.72

6.4.1. DIMENSIONAMIENTO.

Propiedades Geométricas

$$\begin{aligned}
 b &:= 150\text{cm} \\
 h &:= 150\text{cm} \\
 r &:= 8\text{cm} \\
 d &:= 142\text{cm} \\
 A_g &:= b \cdot h = 2.25\text{m}^2
 \end{aligned}$$

Materiales

$$\begin{aligned}
 f'_c &:= 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\
 f_y &:= 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \varepsilon_s = 0.004
 \end{aligned}$$

Factores

$$\phi := 0.65$$

Elementos Mecánicos Últimos

$$\begin{aligned}
 P_U &:= 668\text{Ton} \\
 M_{Ux} &:= 826.65\text{Ton}\cdot\text{m} \\
 M_{Uy} &:= 210.72\text{Ton}\cdot\text{m} \\
 V_U &:= 197.73\text{Ton}
 \end{aligned}$$

$$P_n := \frac{P_U}{\phi} = 1027.692\text{Ton}$$

Determinación de K_n y R_n para entrar en el diagrama de Interacción.

$$e_x := \frac{M_{Ux}}{P_U} = 123.75\text{cm}$$

$$e_y := \frac{M_{Uy}}{P_U} = 31.545\text{cm}$$

$$K_{nx} := \frac{P_n}{f'_c \cdot A_g} = 0.152$$

$$R_{nx} := \frac{P_n \cdot e_x}{f'_c \cdot A_g \cdot h} = 0.126$$

$$K_{ny} := \frac{P_n}{f'_c \cdot A_g} = 0.152$$

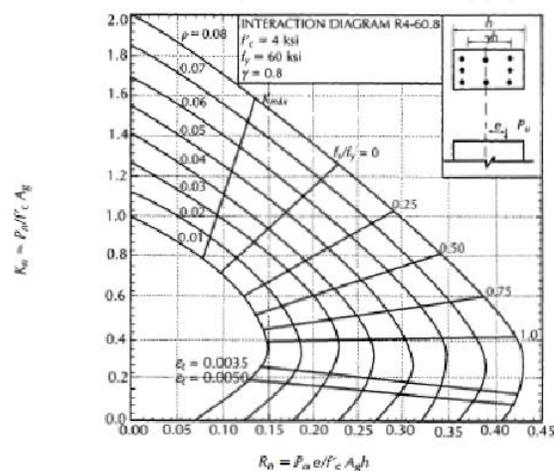
$$R_{ny} := \frac{P_n \cdot e_y}{f'_c \cdot A_g \cdot h} = 0.032$$

$$\rho_x := 0.017$$

$$\rho_y := 0.01$$

$$A_s := (\rho_x + \rho_y) \cdot A_g = 607.5\text{cm}^2$$

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN



b) Ejemplo de diagrama de la referencia 15.3 (hipótesis ACI-02).

Figura 15.5 Formatos típicos de diagramas de interacción.

Figura 23. Formatos típicos de diagramas de interacción.

Revisión de refuerzo longitudinal

De acuerdo al ACI 2005 el porcentaje de refuerzo longitudinal (ρ) en un elemento a compresión debe ser como mínimo 0.01 del área de concreto total y no mayor de 0.06.

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \quad (0.01 < 0.027 < 0.06) \quad OK$$

Para columnas con estribos:

$$\phi P_{n(max)} = 0.80\phi [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f_y] = 4229.725 \cdot \text{Ton}$$

Se proponen $vars = 54$ del $\# := 12$ $vars \left[\pi \cdot \left(\frac{\#}{8} \text{ in} \right)^2 \frac{1}{4} \right] = 615.65 \text{ cm}^2$

Separación de estribos, del #4, la menor de:

a) 16 x diámetro de refuerzo longitudinal: $16 \cdot \left(\frac{12}{8} \text{ in} \right) = 60.96 \text{ cm}$

b) 48 x diámetro de estribo: $48 \cdot \left(\frac{4}{8} \text{ in} \right) = 60.96 \text{ cm}$

c) Dimensión mínima de sección: $b = 150 \text{ cm}$

Se propone usar estribos #4 @ 20cm.

6.5. DISEÑO DE CIMENTACIÓN.

PROPIEDADES

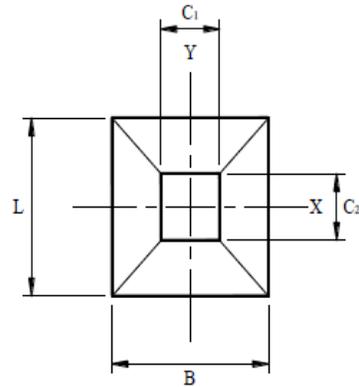
CONCRETO

ACERO

$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$



DATOS

$$F. C. = 1 \quad (CV+CM)$$

$$F. C. = 1 \quad (SISMO)$$

$$Df = 2 \text{ m}$$

$$C1 = 180 \text{ cm}$$

$$C2 = 180 \text{ cm}$$

$$B = 450 \text{ cm (Propuesto)}$$

$$L = 450 \text{ cm (Propuesto)}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$d = 115 \text{ cm}$$

$$\gamma_{CONC} = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{SUELO} = 1.6 \text{ ton/m}^3$$

CÁLCULOS PRELIMINARES

$$W_{ZAPATA} = 58.32 \text{ ton}$$

$$W_{DADO} = 6.22 \text{ ton}$$

$$W_{TERRENO} = 21.77 \text{ ton}$$

$$pb = 0.02381$$

$$p_{max} = 0.02143$$

ELEMENTOS MECÁNICOS

$$P = 668.73 \text{ ton}$$

$$M_x = 826.65 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 210.72 \text{ ton-m}$$

6.5.1. DIMENSIONAMIENTO POR CAPACIDAD DEL SUELO (CV).

$$\text{CAPACIDAD DEL SUELO} \quad P_R := 85 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{CAPACIDAD DE SUELO ÚLTIMA} \quad P_{RU} := 85 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\Sigma Q := 755.04 \text{ Ton} \quad q_u := \frac{\Sigma Q}{4.5 \cdot 4.5} = 37.286 \text{ Ton} \quad \text{La sección es adecuada}$$

6.5.2. DIMENSIONAMIENTO POR CAPACIDAD DEL SUELO (CV+CM+CA).

$$ex := 0.28 \text{ m} \quad B' := 4.5 \text{ m} - 2 \cdot ex = 3.94 \text{ m}$$

$$ey := 1.095 \text{ m} \quad L' := 4.5 \text{ m} - 2 \cdot ey = 2.31 \text{ m} \quad A' := B' \cdot L' = 9.101 \text{ m}^2$$

$$q'_u := \frac{\Sigma Q}{A'} = 82.959 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \text{La sección es adecuada}$$

6.5.3. REVISIÓN DE ESFUERZOS EN LOS EXTREMOS.

$$E_1 = \frac{P}{Area} + \frac{Mx}{Sx} + \frac{My}{Sy} = 101.33 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Pasa} \quad "$$

$$E_2 = \frac{P}{Area} - \frac{Mx}{Sx} + \frac{My}{Sy} = -7.53 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Pasa} \quad \text{Se presentan tensiones}$$

$$E_3 = \frac{P}{Area} - \frac{Mx}{Sx} - \frac{My}{Sy} = -35.28 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Pasa} \quad \text{Se presentan tensiones}$$

$$E_4 = \frac{P}{Area} + \frac{Mx}{Sx} - \frac{My}{Sy} = 73.58 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Pasa} \quad "$$

6.5.4. REVISIÓN POR PENETRACIÓN.

C1+d = 295 cm
 C2+d = 295 cm
 Pu = 735.60 ton (Solo se considera la carga axial actuante)
 Área de la sección crítica Ac = 135700 cm²
 Vu = 735.60 ton
 V_{CR} = 1535.27 ton Se acepta el peralte propuesto, no se presenta penetración

6.5.5. CÁLCULO DEL MOMENTO FLEXIONANTE RESISTENTE.

Para el lado B

Mu	b	d	p	As	As=(30*Mu)/d	q=p * (Fy)	MR=FRbd ² f''c _q (1-0.5q)
ton-m	cm	cm	%	cm ²	cm ²	f''c	ton-m
33.10	100	115.00	0.0007	7.68	8.64	0.01650	33.10

p_{mín} = 0.0026 > 0.0007 < p_{máx} = 0.0214 Si cumple con p_{máx}
 As mín = 30.31 cm²

Se proponen varillas del # 8 as = 5.07 cm² S = 16.78 cm

Para el lado L

Mu	b	d	p	As	As=(30*Mu)/d	q=p * (Fy)	MR=FRbd ² f''c _q (1-0.5q)
ton-m	cm	cm	%	cm ²	cm ²	f''c	ton-m
33.10	100	115.00	0.0007	7.68	8.64	0.01650	33.10

p_{mín} = 0.0026 > 0.0007 < p_{máx} = 0.0214 Si cumple con p_{máx}
 As mín = 30.31 cm²

Se proponen varillas del # 8 as = 5.07 cm² S = 16.78 cm

6.5.6. CÁLCULO DEL REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS.

$$a_{s1} = \frac{660X_1}{f_y(X_1 + 100)} = 5.89 \text{ cm}^2 \quad 1.5 a_{s1} = 8.84 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas del # 4 $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$ $S = 14.37 \text{ cm}$

6.5.7. REVISIÓN POR CORTANTE COMO VIGA ANCHA (CV+CM).

$$V_{CR} = 0.5 * F_R b d \sqrt{f_C} *$$

Para el lado B

M = 33.10 ton-m

- a) $B \geq 4d$ NO CUMPLE
- b) $h \leq 60 \text{ cm}$ NO CUMPLE
- c) $M/V_d \leq 2$ OK 0.32

$V_u = 91.20 \text{ ton}$
 $V_{CR} = 147.95 \text{ ton} > V_u$

Se acepta el peralte

Para el lado L

M = 33.10 ton-m

- a) $B \geq 4d$ NO CUMPLE
- b) $h \leq 60 \text{ cm}$ NO CUMPLE
- c) $M/V_d \leq 2$ OK 0.32

$V_u = 91.20 \text{ ton}$
 $V_{CR} = 147.95 \text{ ton} > V_u$

Se acepta el peralte

6.6. NEOPRENOS.

ANCHO CM.	LONGITUD CM.	ESPESOR CM.	VOLUMEN DM3	LÁMINAS CTD.
40	50	7.3	14.6	5

Datos Geométricos:

$b := 40 \text{ cm}$ $G := 10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ Dureza 60° Shore
 $l := 50 \text{ cm}$
 $h_t := 7.3 \text{ cm}$

$A := b \cdot l = 2000 \text{ cm}^2$

$A' := 0.8 \cdot A = 1600 \text{ cm}^2$

$B_x := 1$

$\Delta_{bx} := B_x \cdot \left(1 - \frac{A'}{A}\right) = 10 \text{ cm}$

$B_y := b$

$\Delta_{by} := B_y \cdot \left(1 - \frac{A'}{A}\right) = 8 \text{ cm}$

En el caso de apoyos de hule, la fuerza horizontal P_H que se genera por el desplazamiento horizontal Δ_b del apoyo (transversal y/o longitudinal) es:

$$P_H = \frac{G \cdot A}{h_t} \cdot \Delta_b$$

$P_{Hx} := \frac{G \cdot A}{h_t} \cdot \Delta_{bx} = 27.397 \text{ Ton}$

$P_{Hy} := \frac{G \cdot A}{h_t} \cdot \Delta_{by} = 21.918 \text{ Ton}$

7. CONCLUSIONES.

Se concluye que del análisis que se realizó el puente cumple con lo establecido en las normas correspondientes en cuanto a desplazamientos y deformaciones.

De igual forma se concluye que el uso adecuado de programas, en este caso SAP 2000, facilita en gran forma el análisis de este tipo de estructuras, siempre y cuando se verifique con métodos sencillos que los resultados que arrojan este tipo de herramientas sean correctos.

Cabe mencionar que el país no cuenta con un manual completo de diseño de puentes y carreteras, por lo que se hace necesario que se cuente con ella, para una mejor aplicación y regulación a nuestro medio, ya que este trabajo se basó en normas internacionales y nacionales.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

1. **AASHTO (1996)**, "Standard Specifications for Highway Bridges", American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc, 16th Edition, Washington, D. C.
2. **AASHTO (2005)**, "Standard Specifications for Highway Bridges", American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc, 16th Edition, Washington, D. C.
3. **Comisión Federal de Electricidad, (1993 y2008)**, "Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo", México D.F.
4. **Gobierno del Distrito Federal, (2004)**, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, D.F.
5. **Gobierno del Distrito Federal, (2004)**, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero", Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, D.F.
6. **Meli, R., (2001)**, "Diseño Estructural", Editorial Limusa, primera reimpresión de la segunda edición, México.
7. **González Cuevas. Robles Fernández (2005)**, "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", Editorial Limusa, cuarta edición, México.
8. **Bowles, J E (1984)**, "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill.

