



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN PUENTE CARRRETERO CLASIFICADO
COMO DE GRAN CLARO**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

FERNANDO SÁNCHEZ CORTES

DIRECTOR DE TESINA:

M. en I. VICTORIANO ARMANDO GALLEGOS SUÁREZ



MÉXICO, D.F. 2016

INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVO	4
ALCANCE	4
1.- CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES CARRETEROS	5
2.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	10
3.- ESPECIFICACIONES	13
3.1.- Materiales	13
3.2.- Criterios de análisis y diseño	14
4.- CARGAS	16
4.1.- Descripción	16
4.2- Evaluación	17
4.3.- Combinación de cargas	21
5.- ANALISIS ESTRUCTURAL	24
5.1.- Filosofía del análisis	24
5.2- Modelación completa	25
6.- DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA	27
6.1.- Introducción al Presfuerzo	27
6.2.- Diseño de la losa	33
6.3.- Diseño de Trabe presforzada	36
7.- DISEÑO DE SUBESTRUCTURA	70
7.1.- Diseño de Cabezal	70
7.2- Diseño de Columna	73
8.- CONCLUSIONES	78
9.- REFERENCIAS	79

INTRODUCCIÓN

Un puente es una construcción, por lo general artificial, 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 obstrucción.

Los puentes, propiamente dichos, son estructuras de más de seis metros de largo. La estructura de un puente está formada por la superestructura, la subestructura y la cimentación.

La superestructura es la encargada de resistir el paso de los vehículos a través del puente, la subestructura se encarga de resistir las cargas accidentales como viento o sismo y transmitir las cargas de la superestructura a la cimentación, la cual a su vez transmite las cargas de toda la estructura al terreno que le sirve de apoyo.

La **superestructura** la forman los componentes que se encuentran por encima de los elementos de soporte, como son la superficie de rodamiento, tablero que se forma por las traveses que son los elementos principales del puente y los miembros secundarios como los diafragmas.

La superficie de rodamiento es la parte de la sección transversal que soporta el paso de los vehículos, y puede ser una capa separada de la losa hecha con asfalto o bien parte integral del tablero.

Tablero, cuya función principal es distribuir tanto las cargas transversalmente como las longitudinales entre apoyos. Usualmente se diseña para resistir flexión y cortante y estos elementos pueden ser de perfiles laminados, de perfiles a base de placas soldadas, de concreto reforzado o presforzado, o de algún otro tipo de material.

Los diafragmas son parte de los miembros secundarios y se usan para resistir la deformación lateral causada por cargas que actúan perpendicularmente al eje longitudinal del puente y para darles rigidez a las traveses principales.

La **subestructura** la forman los elementos requeridos para soportar la superestructura como son los apoyos, los pedestales, el cabezal, las columnas o pilas, los estribos y todos los elementos que transmiten las cargas de la superestructura a la cimentación.

Los apoyos son sistemas mecánicos que transmiten las cargas verticales y horizontales y permiten y facilitan los movimientos entre la superestructura y la subestructura. Los hay de diversas formas y materiales y su uso y funcionalidad dependen del tamaño y configuración del puente.

Los pedestales son una especie de columna corta colocada sobre los estribos o cabezales debajo de los apoyos y soporta directamente a las traveses principales de la superestructura, el término de asiento del puente se usa para definir la parte alta del pedestal se diseñan con diferentes alturas para obtener las distintas alturas requeridas de los apoyos.

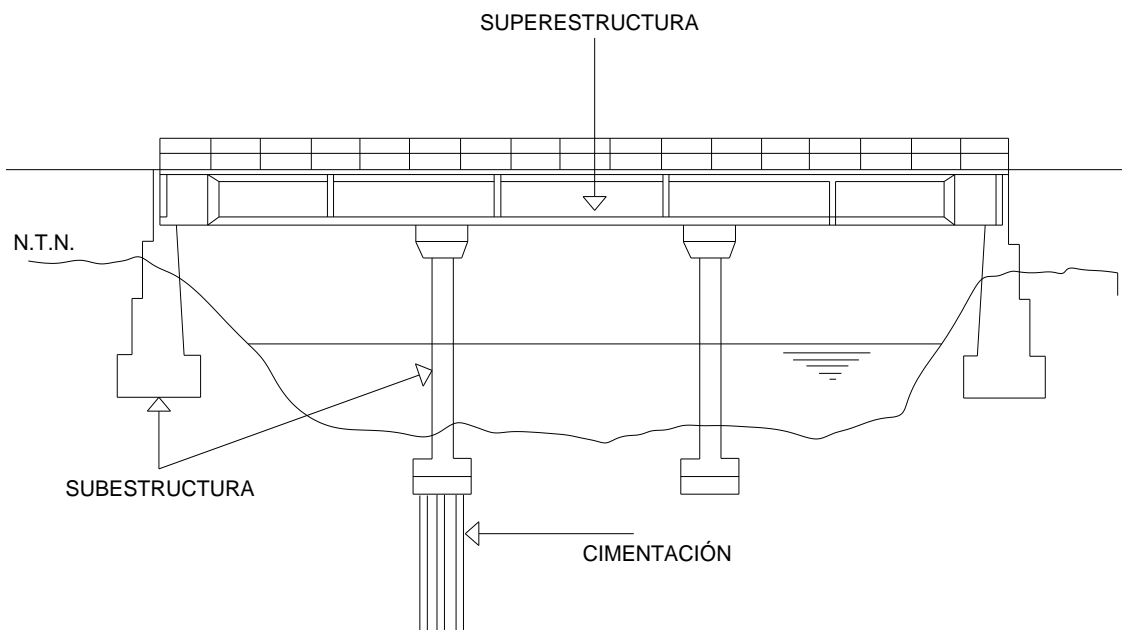
Las columnas o pilas son los elementos que soportan a la superestructura en los puntos de apoyo intermedios del puente y pueden ser de muchas formas, desde el punto de vista

estético son uno de los componentes más visibles y pueden ser la diferencia entre una estructura visualmente agradable y otra que no sea atractiva.

Los estribos son los elementos que soportan a la superestructura al inicio y al final del puente. Los estribos se encargan de soportar por un lado a la superestructura y por el otro a la losa de aproximación además del empuje de suelos.

La losa de aproximación es una losa de concreto con sección similar a la del tablero de la superestructura que sirve para distribuir las cargas sobre el terreno al inicio y al final del puente antes de los estribos, minimiza el impacto sobre los mismos si hay asentamientos diferenciales entre el estribo y el área de aproximación y se apoya sobre los estribos en uno de sus lados y en el suelo que le sirve de apoyo en el área restante.

Existen también instalaciones y elementos auxiliares que aunque no tienen una función estructural propiamente dicha, sirven para mejorar el funcionamiento del puente, como por ejemplo: las barreras de tráfico, los drenajes, el alumbrado, las guarniciones y banquetas, la señalización, etc.



Los estudios de campo que son necesarios efectuar para el proyecto de los puentes se pueden dividir de la siguiente manera:

- * Estudios topográficos para ubicar la estructura
- * Estudios hidráulicos e hidrológicos para verificar las dimensiones necesarias para que el puente no se vea afectado por escurrimientos o avenidas, para ubicar sus apoyos y para protegerlos del efecto de socavación.
- * Estudios geológicos, geotécnicos y de mecánica de suelos para determinar los parámetros de comportamiento del suelo y proponer la mejor alternativa de cimentación para transmitir adecuadamente las cargas el puente al suelo que le sirve de soporte.
- * Estudios de impacto ambiental para evaluar las afectaciones a ecosistemas existentes, de ser el caso, o a la urbanización que predomine en el sitio.

Una vez que se define la localización del puente y sus características básicas, se proponen alternativas de solución considerando los resultados de los estudios previos y las necesidades a satisfacer, y con esto se realiza un análisis preliminar de las alternativas más viables, para lo cual es necesario primero definir las características del puente.

OBJETIVO

El objetivo del proyecto es realizar el análisis y diseño estructural de un puente clasificado como de gran claro, formado a base de una losa de concreto reforzado apoyada sobre una trabe de concreto presforzado como elementos estructurales de la superestructura; como subestructura se tiene un cabezal y una columna de concreto reforzado.

ALCANCE

El alcance del presente proyecto es el análisis y diseño de un puente carretero con tres claros, cada uno con una longitud de 70 metros para una longitud total de 210 metros; el galibo vertical es de 20 m. La sección transversal tiene una dimensión de 8.40 m, conformada por dos carriles de circulación de 3.70 m cada uno y una guarnición de 0.50 m en ambos sentidos. En lo que se respecta al cálculo de la trabe de presfuerzo esta será de concreto pretensado.

1.- CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES CARRETEROS

Es conveniente clasificar los puentes para delimitar los alcances de los sistemas constructivos y de los criterios y herramientas de análisis y diseño.

Clasificación de puentes:

a) Por su propósito y ubicación

Clasificación de puentes y pasos a desnivel

- * Viaducto
- * Paso superior vehicular (PSV)
- * Paso inferior vehicular (PIV)
- * Paso superior de ferrocarriles (PSF)
- * Paso inferior de ferrocarriles (PIF)
- * Paso inferior de peatonal (PIP)
- * Paso inferior ganadero (PIG)
- * Puente canal
- * Puente ducto
- * Puente de tipo militar

b) Por su tamaño

Clasificación	Claro (m)
Alcantarillas	$L < 6$
Puentes de claro medio	$6 < L < 60$
Puentes de grandes claros	$L > 60$

c) Por su geometría

- * Puentes rectos
- * Puentes en curva vertical
- * Puentes en curva horizontal
- * Puentes en curva mixta
- * Puentes esviajados

d) Por sus materiales

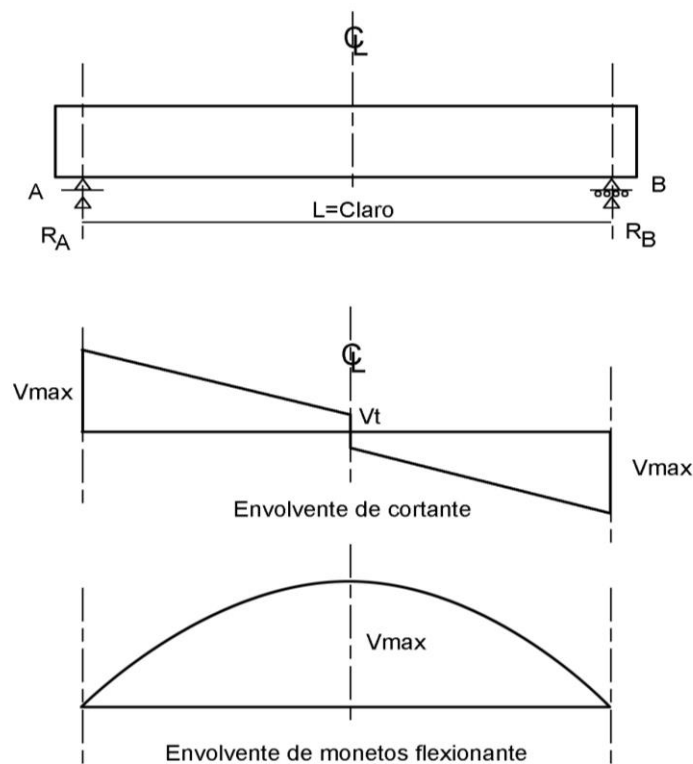
- * Puentes de madera
- * Puentes de concreto reforzado
- * Puentes de concreto preesforzado
- * Puentes de acero/con sistema de piso de acero
- * Puentes de acero/con sistema de piso de concreto

f) Por su estructuración

Estructuras convencionales o típicas en puentes y pasos a desnivel

Superestructura.- su estructuración es una estructura libremente apoyada o isostática, que se caracteriza por tener apoyos libres, que corresponden en general a una articulación fija en un extremo y a una articulación móvil o deslizante en el otro extremo y como consecuencia, no tienen restricciones de giro en los extremos de la superestructura; por esta razón este tipo de apoyos solo tiene reacciones verticales. Sin embargo, el uso de apoyos de neopreno llega a producir ligeras reacciones horizontales por efecto de fuerzas eventuales que habría que tomar en cuenta.

En la figura siguiente se muestra la representación de este tipo de apoyos y el de los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante, típicos de una viga isostática.



VIGA ISOSTATICA

Subestructura.- su estructuración puede ser de estribos o caballetes extremos, y pilas o caballetes intermedios; están integrados por una corona normalmente de concreto reforzado, que apoya en el cuerpo del estribo o pila y este cuerpo a su vez en una zapata.

Cimentación.- su estructuración es mediante una zapata por apoyo directo a una profundidad en la que sea factible realizar una excavación segura, con relación al control de los taludes de la misma, de las posibles filtraciones de agua de la corriente del río, así como del equipo y personal que esté realizando el trabajo. En este caso el elemento estructural sería una zapata de concreto reforzado.

Estructuras especiales en puentes y pasos a desnivel

Superestructura.- el calificativo de tipo especial de las superestructuras de puentes puede obedecer: a su estructuración, a su procedimiento constructivo o a su geometría; que requieren un análisis, un diseño y procedimiento constructivos especiales.

Respecto a su **estructuración** pueden ser: vigas continuas, vigas gerber, arcos, colgantes o atirantados.

Ventajas de un puente continuos de vigas:

- * Menor peralte que los puentes simplemente apoyados para los mismos claros.
- * Se requiere un menor número de apoyos.
- * Menos juntas de dilatación con la ventaja de una superficie de rodamiento más continúa.
- * La deflexión y vibraciones, son menores.

Desventajas de un puente continuos de vigas:

- * Los asentamientos diferenciales de los apoyos (subestructura) causan efectos importantes en la superestructura, por lo que su uso no se recomienda sobre suelos blandos.
- * Son más difíciles de analizar y diseñar.
- * La construcción es más tardada.
- * La colocación del refuerzo para dar continuidad es más complicada.
- * Los elementos de la superestructura debe estar unidos.

Una combinación eficiente de vigas isostáticas y continuas se da la viga Gerber.

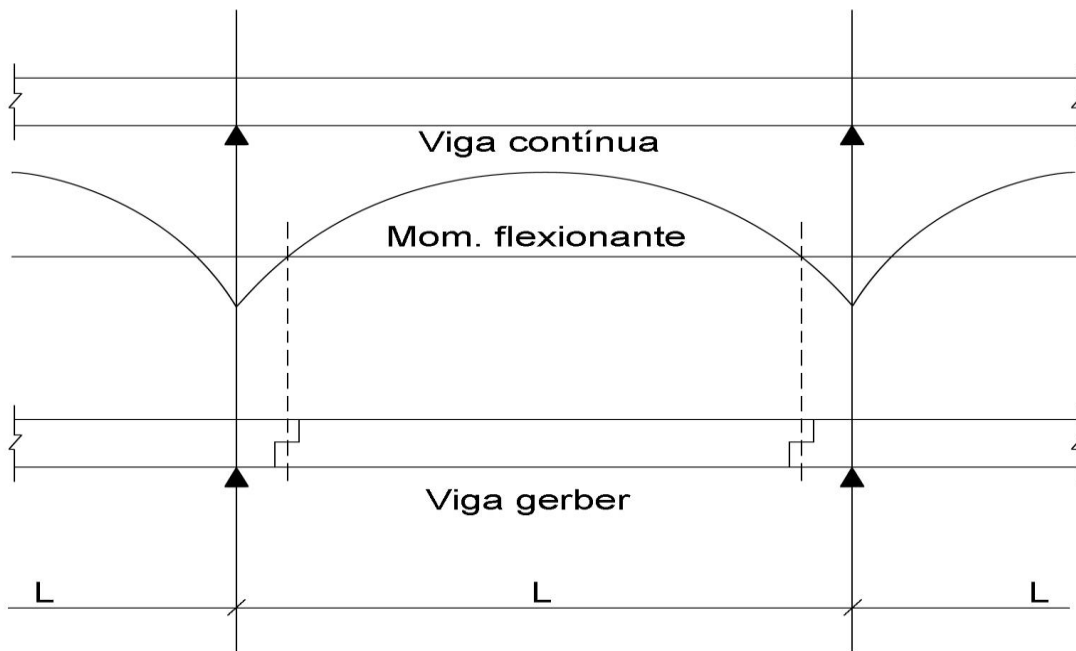
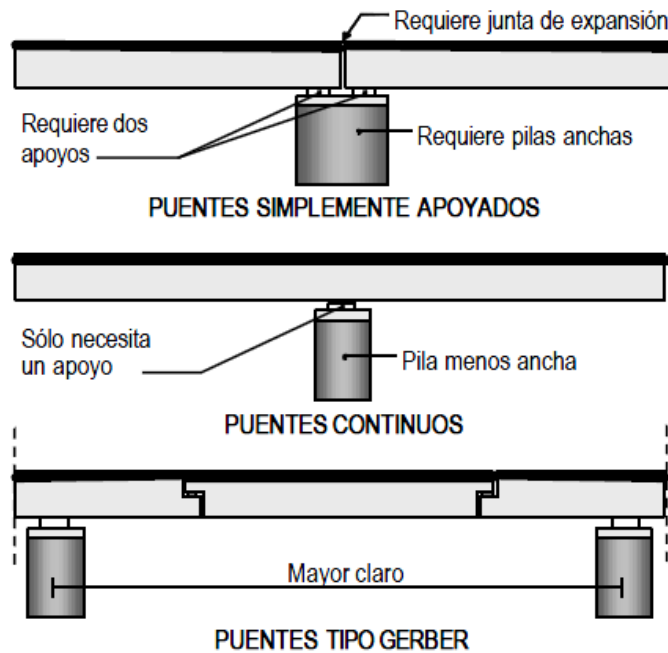
En 1866 el ingeniero alemán Henrich Gerber patentó un sistema que llamó **viga Gerber**, y que en los países anglosajones se conoció después como viga cantiléver. Esta patente consiste en introducir articulaciones en una viga continua para hacerla isostática, de forma que se convierte en una serie de vigas simplemente apoyadas prolongadas en sus extremos por ménsulas en vanos alternos que se enlazan entre sí por vigas apoyadas en los extremos de las ménsulas. Con este sistema se tienen las ventajas de la viga continua y de la estructura isostática: de la viga continua, porque la ley de momentos flectores tiene signos alternos en apoyos y centros de vanos igual que en ella, y por tanto sus valores máximos son menores que en la viga apoyada; de la estructura isostática, porque sus esfuerzos no se ven afectados por las deformaciones del terreno donde se apoyan, condición fundamental, y en ocasiones determinante, cuando el terreno de cimentación no es bueno.

La viga Gerber tiene otras ventajas sobre la viga continua:

- a) En primer lugar se pueden fijar los apoyos principales y hacer móviles las articulaciones, acumulando en ellas las deformaciones por temperatura de la estructura.
- b) En segundo lugar, y ésta era probablemente una de las principales cuando se empezaron a utilizar, la determinación analítica de las leyes de esfuerzos en ellas es mucho más fácil que en las vigas continuas, a causa precisamente de su isostatismo. Su principal inconveniente son las articulaciones que hay que crear en ella.

Este es un sistema para usar elementos precolados en el tramo central suspendido, el cual puede ser reforzado o presforzado.

Los tramos de anclaje (sobre apoyos de subestructura) de la viga Gerber, también pueden ser reforzados o preesforzados.



Subestructura.- las subestructuras generalmente soportan cargas importantes, pues los claros de un puente especial en general son mayores que los de un puente tradicional, lo que obliga a secciones más robustas y generalmente de concreto reforzado; por otro lado y sobre todo las pilas o caballetes intermedios que requieren una gran altura, su análisis estructural es de tipo especial.

Las pilas en el caso de ser muy altas se resuelve con secciones celulares de una o varias celdas y normalmente se vuelan mediante un molde de avance continuo hasta el nivel de

pañó inferior de la superestructura, para integrarse monolíticamente con ésta y formar un marco, o para recibir a la superestructura mediante apoyos; según lo disponga el proyecto.

Cimentación- respecto a su desplante, las pilas o caballetes se apoyan en una zapata de concreto reforzado que puede ser de apoyo directo o que a su vez se apoya sobre algún sistema de cimentación profunda.

Cuando la cimentación con una zapata por apoyo directo resulta muy profunda y que tuviera inconvenientes debido a los taludes de la excavación o al control de las filtraciones en ésta, se debe pensar en la solución de un tipo de cimentación profunda, la cual estaría en la clasificación del tipo especial.

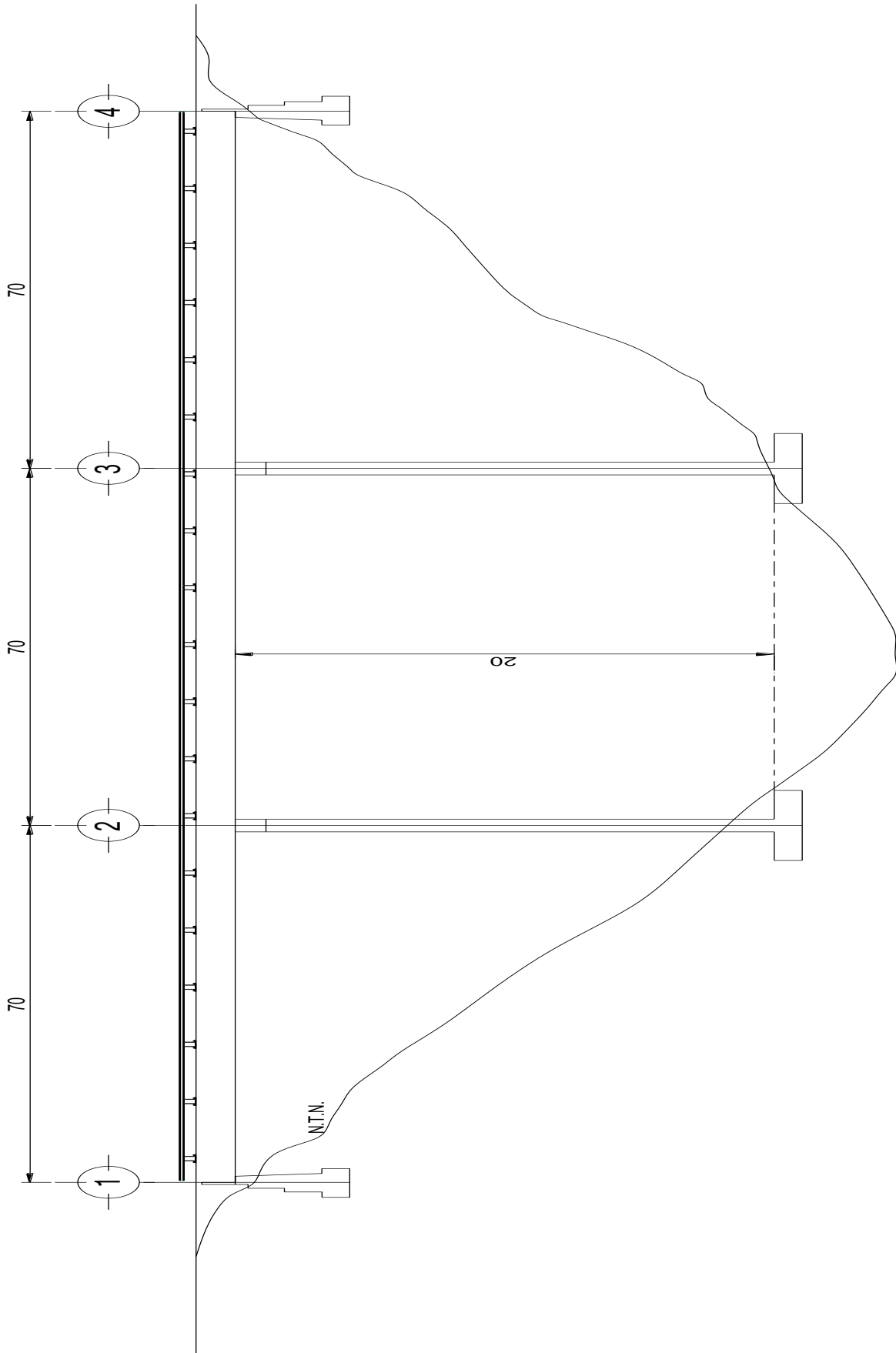
Las cimentaciones de tipo especial definidas por el estudio de mecánica de suelos, pueden ser: pilotes hincados por percusión; pilas de cimentación coladas con perforación previa; cilindros y cajones de cimentación hincados por el procedimiento del Pozo Indio; Jackets de cimentación que emplea un sistema de aproximación por flotación del jacket hasta su ubicación y una vez que se logra ésta, se realiza el colado por el procedimiento de perforación previa.

2.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

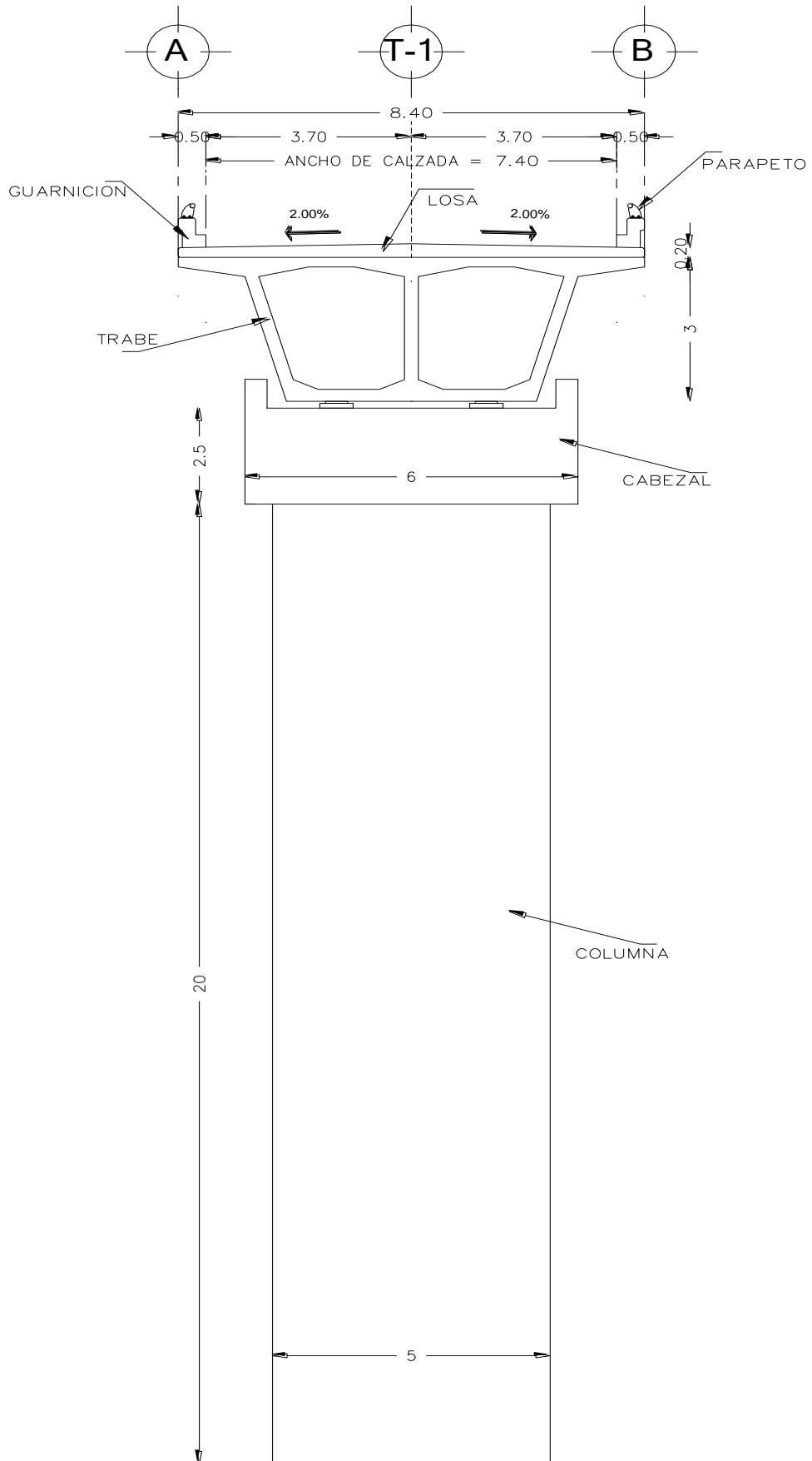
El proyecto que se utilizara para el presente trabajo es para fines didácticos cuyas consideraciones son las siguientes:

- * Es un puente carretero con un galibo horizontal de 210 m, comprendido de tres claros, cada uno con una longitud de 70 m; el galibo vertical es de aproximadamente 20 m, por estas razón podemos definir el puente de acuerdo a su tamaño como un puente de gran claro.
- * La superestructura estará formada a base de una trabe cajón de grandes dimensiones de concreto pretensado con un peralte de 3 m y la losa de concreto reforzado de 20 cm de espesor, con un ancho total de la estructura de 8.40 m y un ancho de calzada y carpeta asfáltica de 7.40 m. Con una subestructura a base de un estribos apoyados en una columna y esta última directamente al suelo.
- * La ubicación del puente es una zona suburbana.
- * El coeficiente sísmico de diseño de acuerdo a la zonificación del Manual de Obras Civiles de la C.F.E. es de $c = 0.30$ que corresponde a una zona sísmica B, y a un tipo de suelo II.

Perfil longitudinal



Sección transversal



3.- ESPECIFICACIONES

3.1.- Materiales

a) Concreto

- 1.- Resistencia a la compresión simple
 - * Concreto en guarnición $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$
 - * Concreto para losa $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$
 - * Concreto para travesaños presforzados $f'c=500 \text{ kg/cm}^2$
 - * Concreto para cabezales $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 - * Concreto en columnas $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$

2.- Pesos volumétricos del concreto

Tipo de concreto	Peso Volumétrico (ton/m ³)
Concreto hidráulico simple	2.3
Concreto hidráulico reforzado	2.4
Concreto presforzado	2.5

3.- Módulo de Elasticidad del Concreto

* Módulo de elasticidad del concreto hidráulico:

$$E_c = 14,000 (f'c)^{1/2} \text{ para concretos tipo I}$$

* Módulo de elasticidad del concreto presforzado

$$E_c = 14,000 (f'ci)^{1/2} \text{ para concretos tipo I}$$

$$f'ci = \% f'c = 0.80 f'c$$

4.- Módulo de Poisson del concreto

$$\nu = 0.20$$

b) Asfalto

El peso volumétrico del asfalto que constituye la carpeta de la superficie de rodadura del puente será de 2.4 ton/m^3 .

c) Acero de refuerzo

Esfuerzo de fluencia, $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad, $E = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$
Peso volumétrico, $\gamma = 7.85 \text{ ton/m}^3$

d) Acero de presfuerzo

Como acero de presfuerzo se emplearan torones de siete alambres de baja relajación

- * Esfuerzo de ruptura, $f_{sr} = 19,000 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 270K de baja relajación)
- * Módulo de elasticidad, $E = 1,960,000 \text{ kg/cm}^2$
- * Área de torón de 3/8", $asp = 0.55 \text{ cm}^2$
- * Área de torón de 1/2", $asp = 0.98 \text{ cm}^2$
- * Área de torón de 5/8", $asp = 1.40 \text{ cm}^2$
- * Tensión al tensar en pretensado, $0.75 f_{sr}$

e) Acero estructural

Para tubos y pilastras de parapetos, se utilizara el acero A-36, cuyas propiedades son las siguientes:

- Esfuerzo de fluencia, $f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad, $E = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de poisson, $\nu = 0.30$
- Peso volumétrico, $\gamma = 7.85 \text{ ton/m}^3$

3.2.- Criterios de análisis y diseño

Las estructuras se diseñan para cumplir con los siguientes requisitos:

- * Estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones que puedan presentarse durante su vida útil.
- * Estado límite de servicio ante las combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

Se define **estado límite de falla** a la situación que corresponda: al agotamiento de la capacidad de la carga de la estructura o de sus componentes, a daños irreversibles de éstos que afecten su resistencia y modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella. Se revisa que para las distintas combinaciones y distribuciones de carga y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervienen en la combinación de cargas en estudio. La resistencia se expresa en términos de la fuerza interna o asociación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad de las secciones de los elementos de la estructura; y, se entenderá por fuerzas internas a: las fuerzas axiales y cortantes, y momentos de flexión y torsión.

El **estado límite de servicio** es la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el funcionamiento de la estructura, pero que no afecten su capacidad para soportar cargas, también se incluye la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.

Se revisara que no se rebase ningún estado límite de servicio bajo efecto de las posibles combinaciones de acciones.

En general, las especificaciones de diseño se emiten para establecer un nivel de seguridad aceptable. A continuación se describe brevemente la filosofía utilizada en las especificaciones de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (Load and Resistance Factor Design, LRFD), utilizadas para el diseño de puentes.

Se basa en los estados límite del material. Las cargas de servicio o de trabajo se multiplican por factores de seguridad que son casi siempre mayores que uno obteniéndose las cargas factorizadas, estas cargas factorizadas se usan en el diseño del miembro estructural, lo cual debe resistir. La resistencia teórica o nominal es multiplicada por un factor de resistencia que es normalmente menor a la unidad. Este factor toma en cuenta las incertidumbres de resistencia de los materiales, dimensiones y la mano de obra.

$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$; donde:

Q_i = Efecto de las cargas

R_n = Resistencia nominal

γ_i = Factor de carga

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

El cumplimiento de los requisitos de estados límites se comprueba con las especificaciones aplicables de la siguiente normatividad.

Los códigos y normas para el análisis y diseño que se empleara en este proyecto son los siguientes:

* Para el análisis de los elementos que componen el puente se utilizara el Programa de análisis CSiBridge 2015 v17.2.0.

* "Standard Specifications for Highway Bridges", American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 16th Edition, 1996.

* Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por Sismo, 1993, México.

* "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary"

4.- CARGAS

4.1- Descripción

Las cargas y acciones sobre las estructuras viales se definen y clasifican como sigue:

a) Cargas permanentes.- son las que tienen una variación despreciable durante la vida útil de la estructura y son: cargas muertas, empujes de tierras y empujes hidrostáticos.

Cargas muertas son las debidas al peso propio de los elementos estructurales y de los no estructurales como la carpeta asfáltica en la calzada de la estructura; las guarniciones, banquetas y parapetos; las tuberías, conductos, cables, postes y otros elementos de instalaciones de servicio público, así como los equipos, casetas y señales que ocupan una posición fija sobre la estructura; y en pasos inferiores de ferrocarriles (PIF), los rieles, durmientes, balastos y accesorios.

Para el cálculo de la carga muerta de materiales de uso común, puede tomarse los pesos volumétricos que se indican en la siguiente tabla.

Material	Peso volumétrico kN/m ³ (kg/m ³)
Acero o fundición de acero	77,00 (7 850)
Hierro colado	70,73 (7 210)
Aleaciones de aluminio	27,47 (2 800)
Madera tratada o sin tratar	7,85 (800)
Concreto asfáltico	21,58 (2 200)
Concreto hidráulico simple	22,56 (2 300)
Concreto hidráulico reforzado	23,54 (2 400)
Tierra, arena, grava o balasto compactados	18,64 (1 900)
Tierra, arena o grava sueltas	15,70 (1 600)
Macadam o grava compactada con rodillo	21,97 (2 240)
Relleno de escorias	9,42 (960)
Pavimento (que no sea de madera)	23,54 (2 400)
Mampostería de piedra	26,68 (2 720)
Vía de ferrocarril (rieles, guarda riel y accesorios)	2,94 kN/m (300 kg/m)

b) Cargas variables.- son las que tienen una variación importante durante la vida útil de la estructura, con una alta frecuencia de ocurrencia y son: carga viva, impacto y fuerza centrífuga.

Carga viva móvil son las debidas al peso de las cargas móviles aplicadas que corresponden a camiones, autobuses, automóviles, equipos para construcción y trabajos agrícolas, ciclistas, peatones, ganado y, en pasos inferiores de ferrocarril (PIF), al tren.

Impacto se denomina "impacto" aun incremento en porcentaje que se aplica a las cargas vivas vehiculares sobre la calzada, para tomar en cuenta los efectos de la vibración de la estructura, que es causada por la respuesta dinámica como un conjunto, a la excitación producida por las ruedas, la suspensión de los vehículos y el golpeteo de las primeras al pasar sobre irregularidades en la superficie de rodamiento, tales como juntas de dilatación, grietas, pequeños baches o despostillamientos.

Carga viva reducida es una carga uniformemente repartida que aunque no esté especificada en la normas se utilizara en este proyecto para hacer la combinación de sismo.

c) Cargas eventuales.- son producidas por acciones que ocurren ocasionalmente durante la vida de la estructura, como: viento, sismo, frenaje, fricción, variación de la temperatura, empuje dinámico del agua, subpresión, contracción por fraguado, acortamiento de arcos, flujo plástico, asentamientos diferenciales, oleaje.

4.2- Evaluación

En el análisis se tomarán en cuenta los efectos de las cargas permanentes (carga y sobre carga muerta), las cargas variables (carga viva móvil, carga viva reducida y carga por impacto) y las cargas eventuales (sismo).

1.- Cargas permanentes

Carga muerta (M)

Esta carga corresponde al peso propio de los elementos estructurales del puente que es considerado por el programa de análisis CsiBridge 2015 V17.2.0 cuando se definen tanto las secciones como los materiales de los elementos.

Sobre carga muerta (SCM)

a) Parapetos = 0.10 ton/m

b) Guarnición = $0.21 \text{ m}^2 * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.50 \text{ ton/m}$

* Área = 0.21 m^2

* Peso volumétrico del concreto reforzado (γ) = 2.4 ton/m^3

c) Losa de concreto reforzado = $0.20 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.48 \text{ ton/m}^2$

* Espesor de la losa = 0.20 m

* Peso volumétrico del concreto reforzado (γ) = 2.4 ton/m^3

d) Pavimento de carpeta asfáltica = $0.12 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.29 \text{ ton/m}^2$

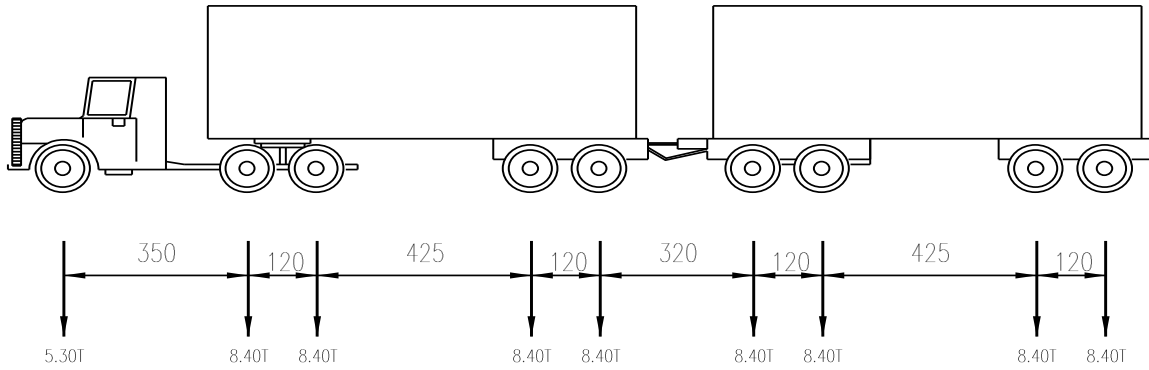
* Espesor de pavimento = 0.12 m

* Peso volumétrico del pavimento (γ) = 2.4 ton/m^3

2.- Cargas variables

Carga viva móvil (CVM)

El camión de diseño que se considerará en este proyecto es un camión T3-S2-R4 TIPO I (peso = 72.50 ton). FUENTE: SCT



CAMION T3-S2-R4 TIPO I

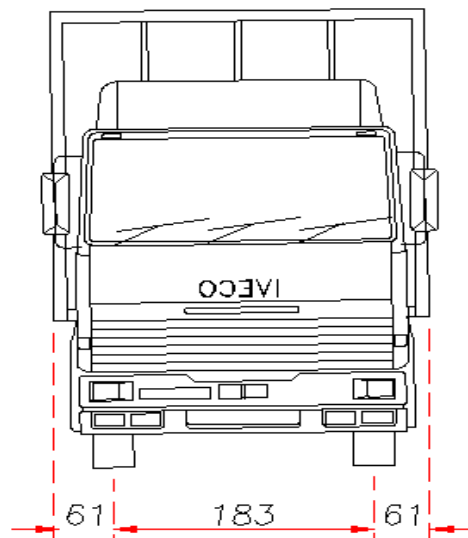
PESO = 72.5 TON.

La superestructura es calculada considerando dos carriles de circulación en el ancho de la calzada, los efectos de las cargas vivas móviles consideran la condición más desfavorable que resulte de aplicar la carga del camión.

En algunos o todos los carriles de tránsito, analizando las diferentes condiciones de simultaneidad para definir el que gobierne el diseño, estas condiciones serán afectadas por los coeficiente respectivos de acuerdo con el número de carriles cargados que indica la tabla siguiente: FUENTE: AASHTO 1996.

Bandas de circulación	% de efectos
1	1.00
2	1.00
3	0.90
4 o más	0.75

Además el carril de diseño considerado es de 3.05 m. FUENTE: AASHTO 1996.



Impacto de la carga viva móvil (I)

Se expresa como un porcentaje de la carga viva del camión, para considerar los efectos dinámicos, vibratorios e impacto de los vehículos en movimiento. Solo se considera en los elementos de la superestructura. Se calcula como sigue:

$$I = 15.2/(L+38.1) \leq 0.30; \text{ FUENTE: AASTHO 1996.}$$

Donde:

L = longitud del claro que produce los máximos esfuerzos en el elemento, en m.

Carga viva reducida (CVR)

Se utilizara para este trabajo una carga uniformemente repartida de 200 kg/m², se obtiene al considerar el peso aproximado de un vehículo en un área de 5.0 m de largo por 2.5 m de ancho.

3.- Cargas eventuales

Sismo

Para evaluar los efectos del sismo se realizara un análisis estático, para ello se aplicó una fuerza estática horizontal equivalente S, actuando en el centro de gravedad de la estructura. La distribución de esta fuerza tomará en cuenta la rigidez de la superestructura y de los miembros de apoyo. Además se aplicara un análisis modal espectral para determinar las fuerzas sísmicas.

$$S = cW/Q$$

S = Fuerza estática horizontal equivalente, aplicada en el centro de gravedad de la estructura.

W = peso total de la estructura.

c = ordenada máxima del espectro sísmico correspondiente al tipo de suelo en el sitio de ubicación de la estructura.

Q = factor de comportamiento sísmico.

Para el diseño se tomó en cuenta la más desfavorable de las combinaciones siguientes:

$$S_x + 0.3S_y$$

$$S_y + 0.3S_x$$

Donde S_x y S_y son las fuerzas sísmicas equivalentes en la dirección longitudinal y transversal del puente, respectivamente.

Zona sísmica	Tipo de suelo	a _o	c	T _a (seg)	T _b (seg)	r
B	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3

FUENTE: CFE 1993, Sismo

Donde:

I corresponde a terreno FIRME

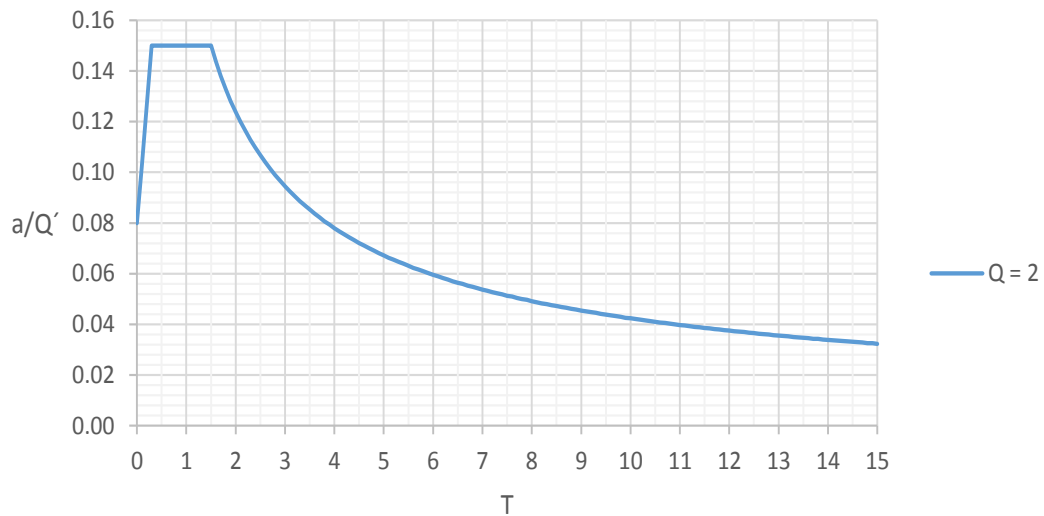
II corresponde a terreno INTERMEDIO

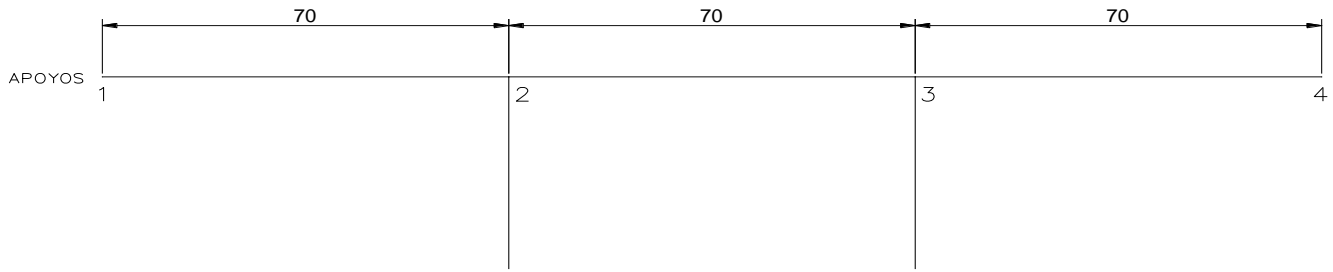
III corresponde a terreno BLANDO

$$\begin{aligned} a &= a_0 + (c-a_0) T/Ta; & \text{si } T < Ta \\ a &= c; & \text{si } Ta \leq T \leq Tb \\ a &= c(Tb/T)^r; & \text{si } T > Tb \end{aligned}$$

$$Q = 2$$

Espectro de Diseño





PESO DE LA SUPERESTRUCTURA

APOYOS	1	2	3	4
Wpp (ton)	402.60	1,076.59	1,076.59	402.60
Wlosa (ton)	112.92	310.44	310.44	112.92
Wpav (ton)	60.10	165.23	165.23	60.10
Wparap (ton)	5.59	15.40	15.40	5.59
Wguar (ton)	16.79	46.21	46.21	16.79
Wcvr (ton)	41.44	113.95	113.95	41.44
Σ (ton)=	639.44	1,727.82	1,727.82	639.44

PESO DE LA SUBESTRUCTURA

Wcab (ton)	0.00	90.00	90.00	0.00
Wcol (ton)	0.00	600.00	600.00	0.00
Σ (ton)=	0.00	690.00	690.00	0.00

PESO TOTAL POR APOYO

Wtotal (ton)	639.44	2,417.82	2,417.82	639.44
--------------	--------	----------	----------	--------

ANALISIS SISMICO ESTATICO

V = Wc/Q (ton)	0.00	458.59	458.59	0.00
----------------	------	--------	--------	------

4.3.- Combinación de cargas

La seguridad de la estructura se verifica para las combinaciones de las acciones consideradas aplicando los factores de carga del reglamento AASHTO 1996, tanto para el criterio de factores de carga (estado límite de falla) como para el criterio de cargas de trabajo (estado límite de servicio).

$$\text{GRUPO(N)} = \gamma [\beta_{CM} * CM + \beta_{CV+I} * (CV+I) + \beta_{FC} * FC + \beta_{ET} * ET + \beta_V * V + \beta_{V_{CV}} * V_{CV} + \beta_{FL} * FL + \beta_{A+S+T} * (A+S+T) + \beta_{FS} * (FS)]$$

Donde:

N = Número de combinaciones de carga

Y = Factor de carga

β = Coeficiente

CM = Carga muerta

CV = Carga viva
 I = Impacto de carga viva
 FC = Fuerza centrífuga
 ET = Empuje del terreno
 V = Fuerza de viento
 Vcv = Fuerza de viento sobre carga viva
 FL = Fuerza longitudinal
 A = Acortamiento del concreto
 S = Fuerza por contracción del concreto
 T = Fuerzas por temperatura
 FS = Fuerzas de sismo

FACTORES γ Y COEFICIENTES β PARA LAS COMBINACIONES DE CARGA											
Grupo (N)	γ	Factores β									%
		CM	CV+I	FC	ET	V	Vcv	FL	A+S+T	FS	
<i>CARGAS DE SERVICIO</i>											
I	1.0	1	1	1	β_{ET}	0	0	0	0	0	100
IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	150
IB	1.0	1	0	1	β_{ET}	0	0	0	0	0	**
II	1.0	1	0	0	1	1	0	0	0	0	125
III	1.0	1	1	1	β_{ET}	0.3	1	1	0	0	125
IV	1.0	1	1	1	β_{ET}	0	0	0	1	0	125
V	1.0	1	0	0	1	1	0	0	1	0	140
VI	1.0	1	1	1	β_{ET}	0.3	1	1	1	0	140
VII	1.0	1	0	0	1	0	0	0	0	1	133
VIII	1.0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	140
IX	1.0	1	0	0	1	1	0	0	0	0	150
X	1.0	1	1	0	β_{ET}	0	0	0	0	0	100
<i>DISEÑO POR FACTORES DE CARGA</i>											
I	1.3	β_{CM}	1.67*	1	β_{ET}	0	0	0	0	0	NO APLICA
IA	1.3	β_{CM}	2.2	0	0	0	0	0	0	0	
IB	1.3	β_{CM}	0	1	β_{ET}	0	0	0	0	0	
II	1.3	β_{CM}	0	0	β_{ET}	1	0	0	0	0	
III	1.3	β_{CM}	1	1	β_{ET}	0.3	1	1	0	0	
IV	1.3	β_{CM}	1	1	β_{ET}	0	0	0	1	0	
V	1.25	β_{CM}	0	0	β_{ET}	1	0	0	1	0	
VI	1.25	β_{CM}	1	1	β_{ET}	0.3	1	1	1	0	
VII	1.3	β_{CM}	0	0	β_{ET}	0	0	0	0	1	
VIII	1.3	β_{CM}	1	1	β_{ET}	0	0	0	0	0	
IX	1.3	β_{CM}	0	0	β_{ET}	1	0	0	0	0	
X	1.3	1	1.67	0	β_{ET}	0	0	0	0	0	

NOTA: *Para vigas exteriores, si la combinación que gobierna es carga viva de banqueta + carga viva de tránsito con impacto, utilizar $\beta = 1.25$

** El porcentaje se obtiene con (Esfuerzo Unitario Máximo) / (Esfuerzo Básico Permisibles)

Coeficientes β para carga muerta y empuje de terreno

β	Carga	Valor	Elemento
β_{ET}	Empuje de terreno	1.00	Cargas verticales y laterales en todas las estructuras
β_{ET}	Empuje de terreno	1 y 1.5	Cargas laterales en marcos rígidos (se toma el mayor efecto)
β_{ET}	Empuje de terreno	1.30	Presión lateral del terreno para muros de contención y marcos rígidos.
β_{ET}	Empuje de terreno	0.50	Presión lateral del terreno para revisar los momentos positivos en marcos rígidos
β_{CM}	Carga muerta	0.75	Columnas, cuando se revise el elemento por carga axial y por momento máximo o excentricidad máxima.
β_{CM}	Carga muerta	1.00	Columnas, cuando se revise por carga máxima axial y momento mínimo
β_{CM}	Carga muerta	1.00	Miembros en flexión y tensión.

Las combinaciones utilizadas son las siguientes:

$$CM = M + SCM$$

$$COMB\ 1 = 1.3[CM + 1.67(CVM + I)]$$

$$COMB\ 2 = 1.3[CM + CVR + Sx + 0.3Sy]$$

$$COMB\ 3 = 1.3[CM + CVR + Sx - 0.3Sy]$$

$$COMB\ 4 = 1.3[CM + CVR - Sx + 0.3Sy]$$

$$COMB\ 5 = 1.3[CM + CVR - Sx - 0.3Sy]$$

$$COMB\ 6 = 1.3[CM + CVR + 0.3Sx + Sy]$$

$$COMB\ 7 = 1.3[CM + CVR + 0.3Sx - Sy]$$

$$COMB\ 8 = 1.3[CM + CVR - 0.3Sx + Sy]$$

$$COMB\ 9 = 1.3[CM + CVR - 0.3Sx - Sy]$$

5.- ANALISIS ESTRUCTURAL

Se idealiza la estructura mediante un modelo teórico, para estimar los efectos de las acciones sobre la estructura idealizada, para así obtener los elementos mecánicos, deformaciones y desplazamientos.

5.1.- Filosofía del análisis

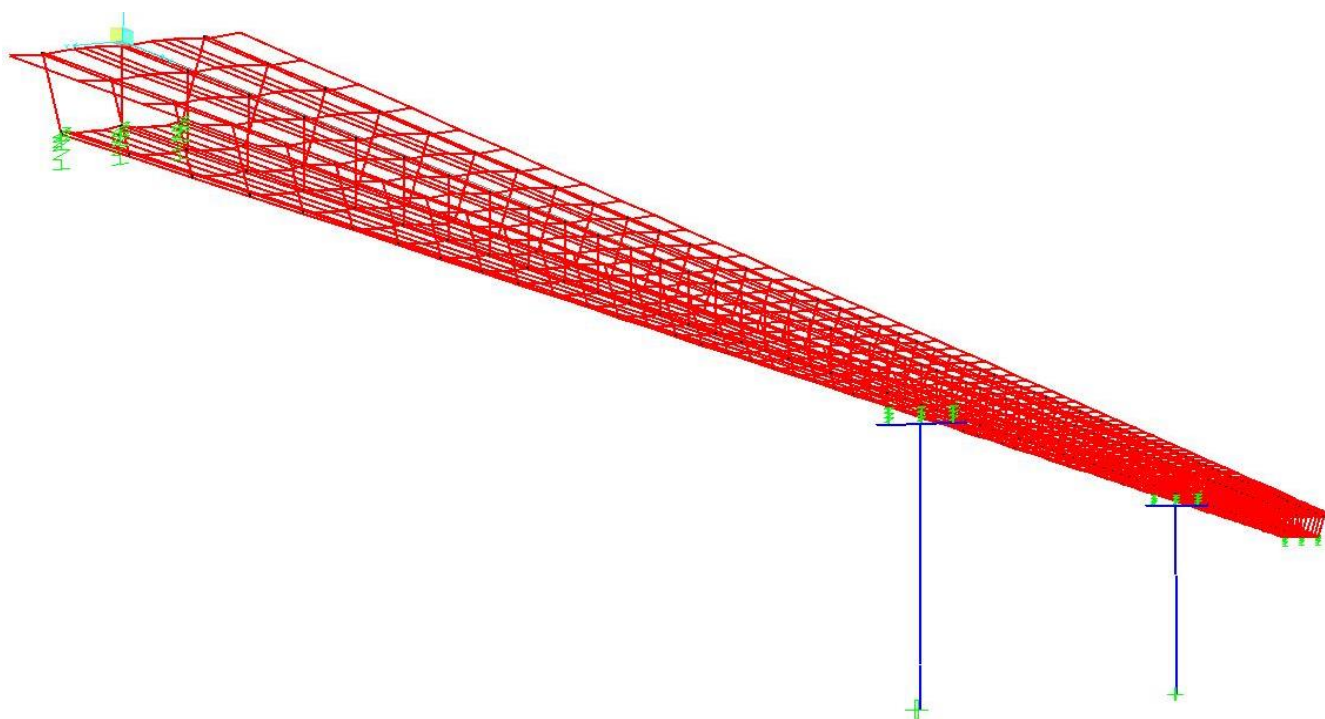
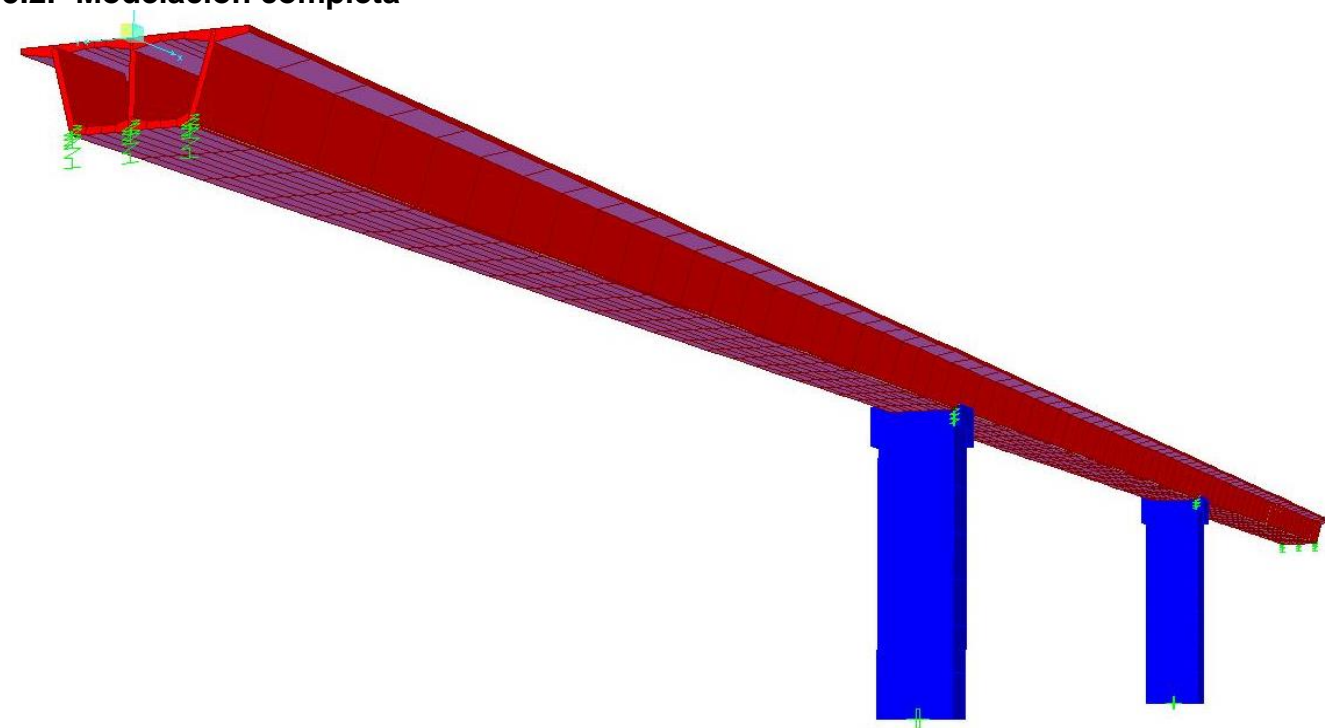
Las cargas de los vehículos se consideran cargas móviles, es decir, cargas que varían su posición cuando los vehículos circulan. La filosofía del análisis de la carga móvil es idealizar un tren de cargas el cual corresponde a un arreglo o un sistema múltiple de cargas que se desplazan sobre la estructura para conocer el arreglo más desfavorable, una manera de realizar esto es mediante las líneas de influencia.

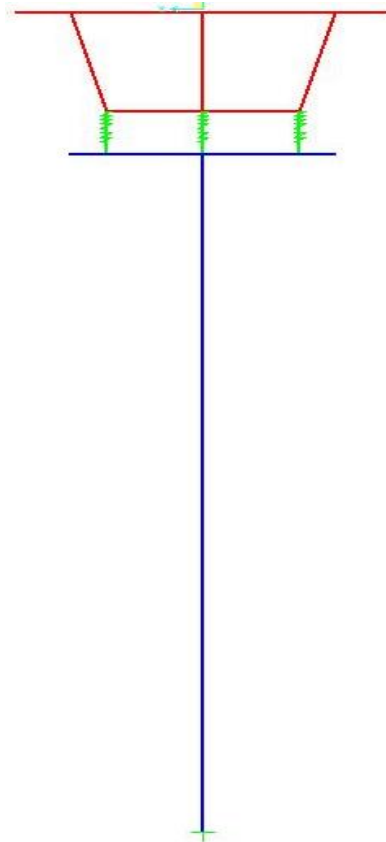
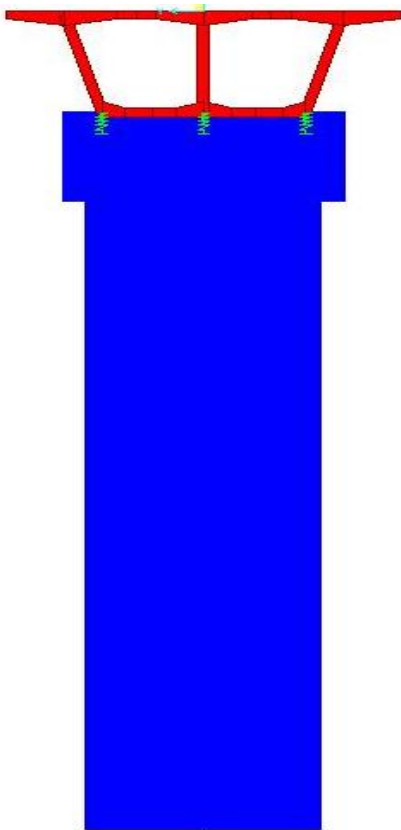
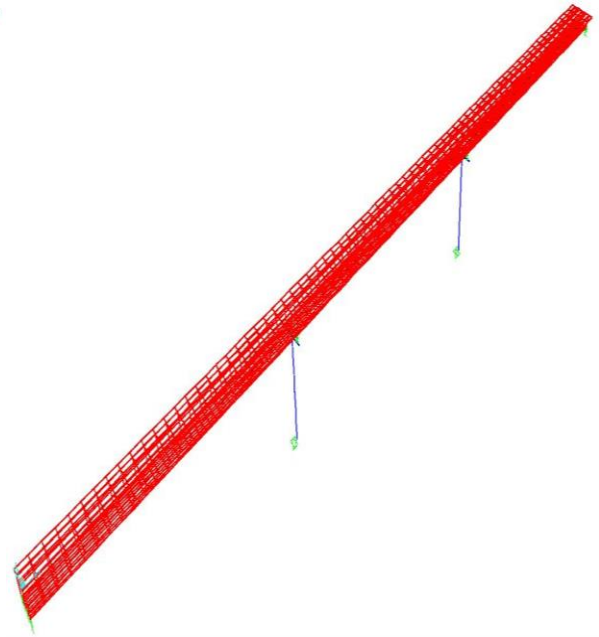
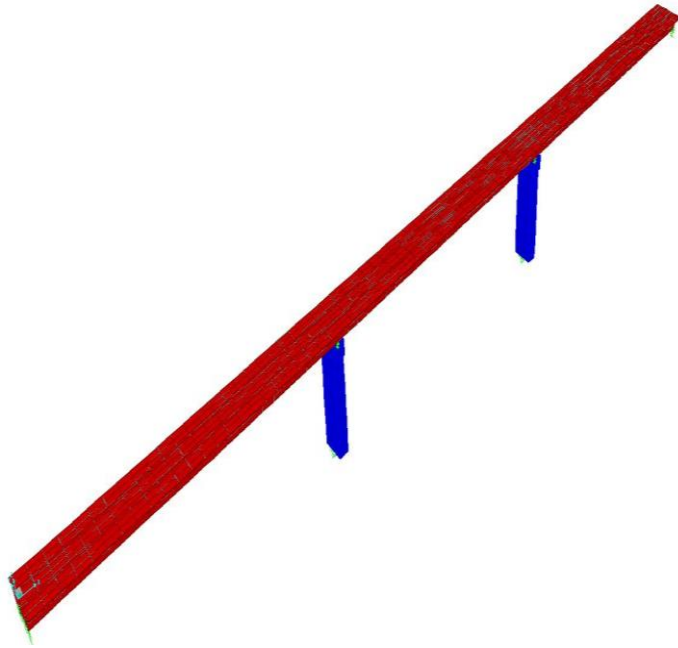
Una línea de influencia es un diagrama que indica la variación de una acción o efecto en un punto determinado de una estructura, cuando una carga unitaria se desplaza sobre ella.

Mediante las líneas de influencia es posible calcular momentos flexionantes, fuerzas cortantes, fuerzas axiales o desplazamientos.

Los efectos de los trenes de cargas empleando líneas de influencia se obtienen sumando los productos resultantes de multiplicar las cargas por sus ordenadas correspondientes del diagrama de línea de influencia.

5.2.- Modelación completa





6.- DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA

6.1.- Introducción al Presfuerzo

El concreto presforzado consiste en crear deliberadamente esfuerzos permanentes en un elemento estructural para mejorar su comportamiento de servicio y aumentar su resistencia.

Con la combinación del concreto y el acero de presfuerzo es posible producir, en un elemento estructural, esfuerzos y deformaciones que contrarresten total o parcialmente a los producidos por las cargas gravitacionales que actúan en el elemento.

En la figura 2.1 se muestran los diagramas de momentos debidos a cargas verticales, W , y a la fuerza de presfuerzo, P , para una viga simplemente apoyada. La carga vertical y la fuerza de presfuerzo son las mismas para las tres vigas; sin embargo, los diagramas de momentos debidos a las distintas condiciones de la fuerza de presfuerzo difieren entre sí. La viga I tiene presfuerzo axial, es decir, el centro de gravedad de los torones se encuentra en el eje neutro de la sección. El esfuerzo así colocado no provoca ningún momento en la sección por lo que desde ese punto de vista no hay ventajas al colocar presfuerzo axial. En la viga II el presfuerzo produce un diagrama de momento constante a lo largo del elemento debido a que la trayectoria de la fuerza P es recta y horizontal, pero está aplicada con excentricidad, e . Con esto se logra contrarrestar el momento máximo al centro del claro provocado por la carga vertical. Sin embargo, en los extremos de la viga II el momento provocado por el presfuerzo resulta excesivo ya que no existe momento por cargas verticales que disminuya su acción. En este caso, un diseño adecuado deberá corregir este exceso de momento. Por último, en la viga III se tiene una distribución de momentos debida al presfuerzo similar a la curva provocada por la carga vertical; el presfuerzo así colocado, con excentricidad pequeña en los extremos y máxima al centro del claro, contrarresta eficientemente el efecto de las cargas en cada sección de la viga. FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS (ANIPPAC)

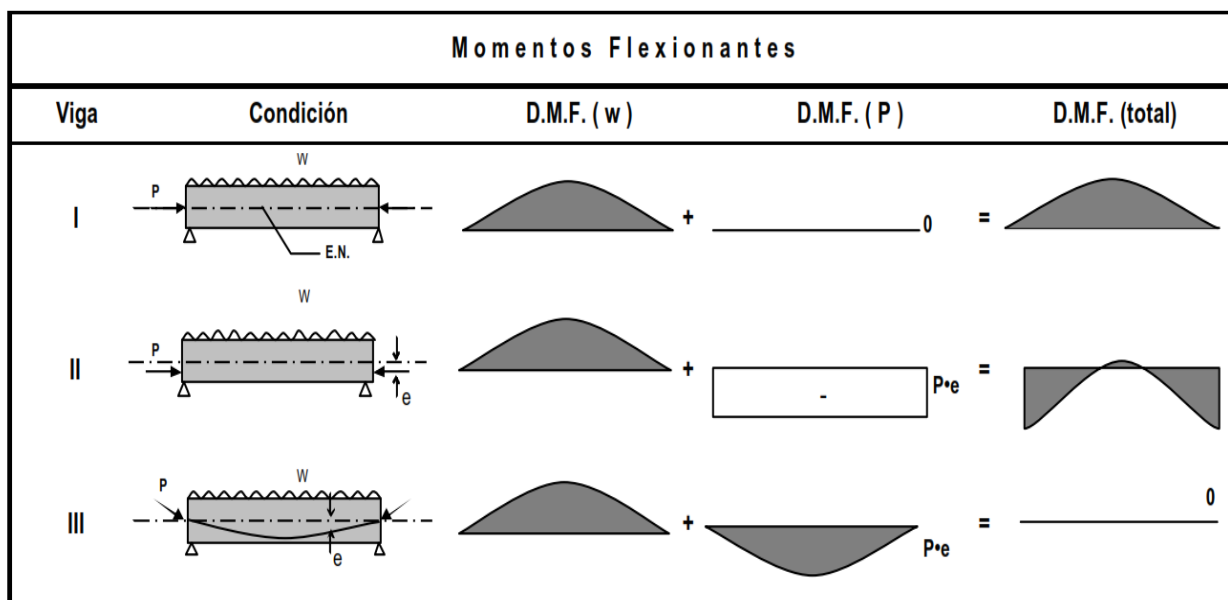


Figura 2.1 Momentos flexionantes a lo largo de vigas presforzadas simplemente apoyadas

La figura 2.2 muestra los diagramas de esfuerzos para las secciones al centro del claro y en los extremos correspondientes a las mismas vigas de la figura 2.1, el comportamiento de la viga I al centro del claro sí mejora con el presfuerzo, aunque este es sólo axial. Esto es debido a que el presfuerzo provoca compresiones que disminuyen las tensiones provocadas por W en fibras inferiores de la sección. Para las vigas II y III estos esfuerzos de tensión son todavía menores por el momento provocado por el esfuerzo excéntrico. En los extremos, las vigas I y III tienen esfuerzos sólo de compresión, mientras que la viga II presenta esfuerzo de tensión y compresión debidos a la existencia de presfuerzo excéntrico; estos esfuerzos son mayores que los de las vigas I y III y en general mayores también que los esfuerzo permisibles. FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS (ANIPPAC)

		Esfuerzos													
Viga	Condición	AL CENTRO DEL CLARO				EN EL EXTREMO									
		Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total	Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total						
I			-		+	0 =		0	-		+	0 =			
II			-		+		=		0	-		+		=	
III			-		+		=		0	-		+	0 =		

Figura 2.2 Esfuerzos al centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas con y sin excentricidad

La comparación de las vigas I, II y III mostradas en las figuras 2.1 y 2.2 nos permite concluir que el acero de presfuerzo disminuye tanto los esfuerzos de tensión como los momentos en la sección del claro. Los efectos secundarios del presfuerzo como los momentos y esfuerzos excesivos en los extremos de la viga II pueden suprimirse o inhibirse con procedimientos sencillos encamisando los torones o con técnicas similares.

Las dos formas en que se puede presforzar un elemento estructural son: Pretensado y Postensado.

Pretensado

El termino pretensado se usa para describir el método de presfuerzo en el cual los tendones se tensan antes de colar el concreto. Se requiere de moldes o muertos (bloques de concreto enterrados en el suelo) que sean capaces de soportar el total de la fuerza de presfuerzo durante el colado y curado del concreto antes de cortar los tendones y que la fuerza pueda ser transmitida al elemento. La mayoría de los elementos presforzados se fabrican en serie dentro de plantas con instalaciones adecuadas, donde se logra la reutilización de moldes metálicos o de concreto y se pueden presforzar en una sola operación varios elementos. Los

elementos pretensados más comunes son viguetas, traveses, losas y gradas, aplicados a edificios, naves, puentes, gimnasios, estadios, entre otros.

El curado de los elementos se realiza con vapor de agua cubriéndolos con lonas. La acción del presfuerzo en el concreto es interna ya que el anclaje se da por adherencia. Las trayectorias del presfuerzo son siempre rectas y en moldes adaptados es posible hacer desvíos para no provocar esfuerzos excesivos en los extremos (figura 2.4). En aquellas secciones donde el presfuerzo resulta excesivo, como en los extremos de vigas simplemente apoyadas sin desvíos de torones, se debe disminuir la fuerza presforzante encamizando algunos de ellos. En la figura 2.4 se muestran las posibles trayectorias de estos tendones así como un ejemplo de la producción en serie en mesa de gran tamaño, en muchos casos mayores de 80 cm de longitud. FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS (ANIPPAC)

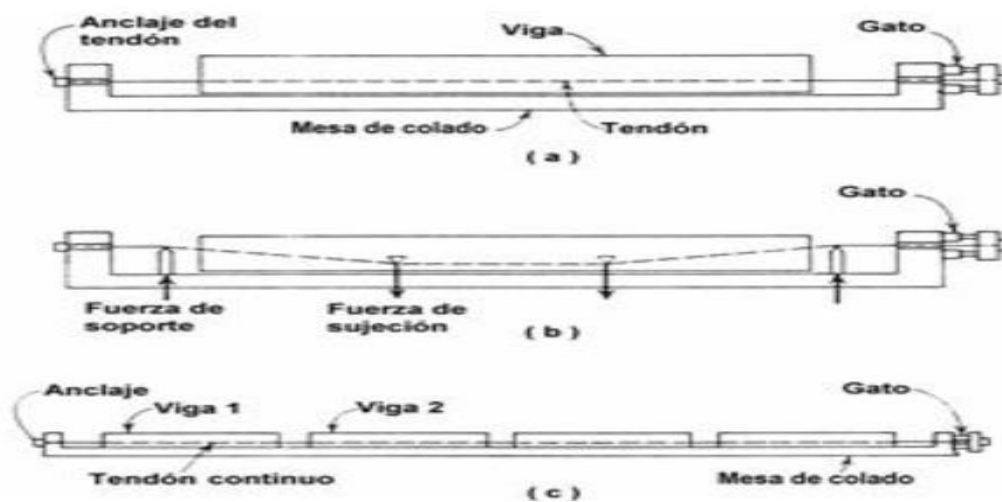


Figura 2.4 Fabricación de un elemento pretensado
(a) Trayectoria horizontal
(b) Desvío de torones
(c) Producción en serie

Postensado

El postensado es el método de presfuerzo que consiste en tensar los tendones y anclarlos en los extremos de los elementos después de que el concreto ha fraguado y alcanzado su resistencia necesaria.

Previamente al colado del concreto, se dejan ductos perfectamente fijos con la trayectoria deseada, lo que permite variar la excentricidad dentro del elemento a lo largo del mismo para lograr las flechas y esfuerzos deseados. Los ductos serán rellenados con mortero o lechada una vez que el acero de presfuerzo haya sido tensado y anclado. Las funciones primordiales del mortero son las de proteger al presfuerzo de corrosión y evitar movimientos relativos entre los torones durante cargas dinámicas. En el postensado la acción del presfuerzo se ejerce externamente y los tendones se anclan al concreto con dispositivos mecánicos especiales (anclajes), generalmente colocados en los extremos del tendón.

Este postensado puede emplearse tanto para elementos fabricados en planta, a pie de obra o colados en sitio. Las aplicaciones más usuales son para vigas de grandes dimensiones, dovelas para puentes, vigas hiperestáticas, cascarones y tanques de agua, entre otros.

La trayectoria del presfuerzo pueden ser curvas, lo que permite diseñar con mayor eficiencia elementos hiperestáticos y evitar esfuerzo en los extremos del elemento (figura 2.5). FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS (ANIPPAC).

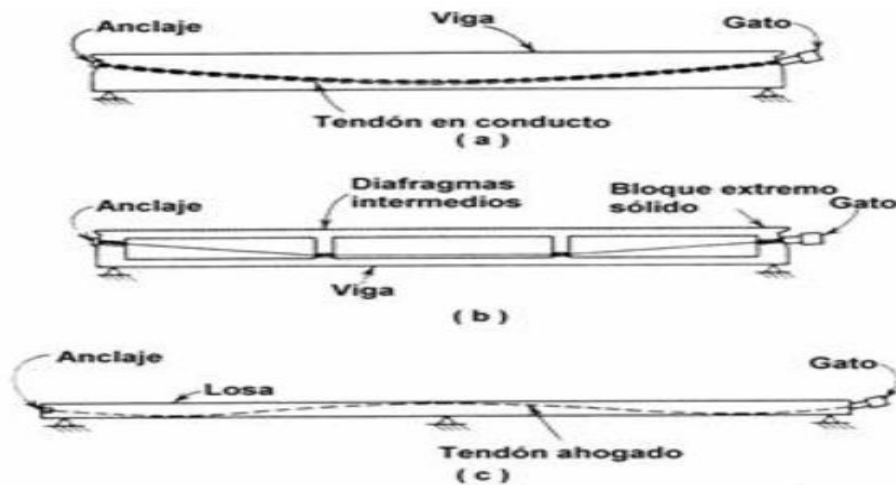


Figura 2.5 Trayectorias típicas de tendones en vigas postensadas

Acero de presfuerzo

El uso de acero de alta resistencia para el presfuerzo es necesario por razones físicas básicas. Las propiedades mecánicas de este acero, son algo diferentes de aquellas del acero convencional usado para el refuerzo del concreto.

Existen tres formas comunes de ocupar el acero de presfuerzo. Alambres, torones y varillas de acero de aleación.

Alambres.- los alambres individuales se fabrican laminados en caliente lingotes de acero para obtener alambres redondos que, después del enfriamiento, pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. El proceso de estirado se ejecuta en frío lo que modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. Posteriormente se les libera de esfuerzos residuales mediante un tratamiento continuo de calentamiento. Los alambres se fabrican en diámetros de 3,4,5,6,7, 9.4 y 10 mm y las resistencias varían desde 16,000 hasta 19,000 kg/cm², los alambres de 5,6 y 7 pueden tener acabado liso, dentado y tridentado.

Toron.- el toron se fabrica con siete alambres firmemente torcidos, sin embargo, las propiedades mecánicas comparadas con los alambres mejoran notablemente, sobre todo la adherencia. El paso de la espiral o helice torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del

cable. La resistencia a la ruptura, f_{sr} , es de 19,000 kg/cm², para el grado 270K, que es el mas utilizado actualmente.

Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 3/8" hasta 0.6" de diametro, siendo los mas comunes de 3/8" y de 1/2" con areas nominales de 54.8 y 98.7 mm² respectivamente. En la siguiente grafica se muestra la curva esfuerzo-deformación para tres torones de distinto diametro.

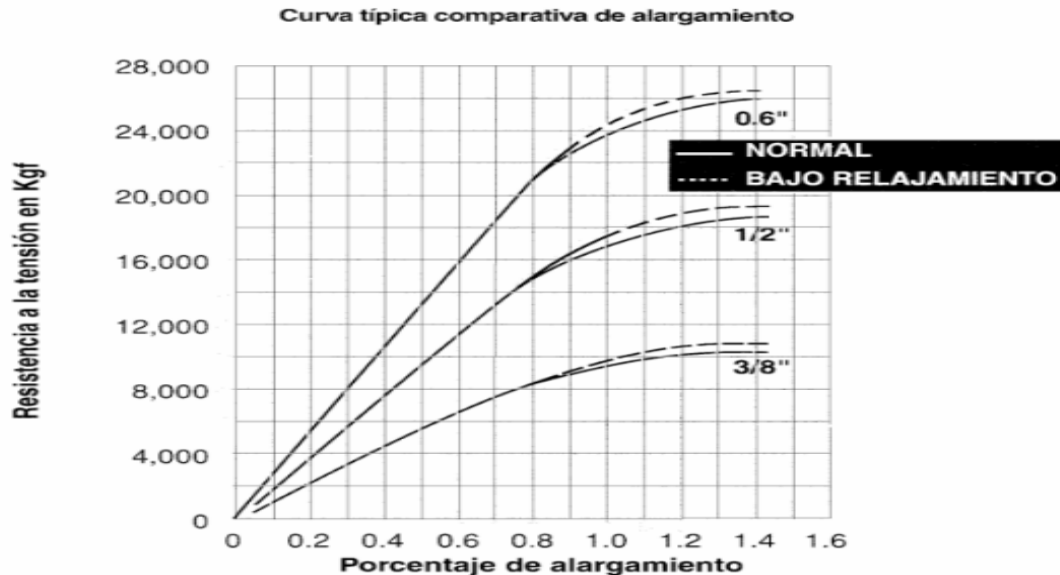


Figura 2.7 Curva fuerza-deformación para tres torones de distinto diámetro

En la figura 2.7 se observa que el acero de presfuerzo no presenta un esfuerzo de fluencia definido. Usualmente este esfuerzo se calcula como el correspondiente a una deformación unitaria de 1.0 por ciento; en la gráfica se observa que el esfuerzo correspondiente a esa deformación es de 17,000 y 17,500 kg/cm² para los aceros normal y de bajo relajamiento, respectivamente, para el torón de 1/2". El módulo de elasticidad para torón y varillas de aleación varía entre 1,900,000 kg/cm².

Varillas de acero de aleación.- la alta resistencia en varillas de acero se obtiene mediante la introducción de algunos minerales de ligazón durante su fabricación. Adicionalmente se efectúa trabajo en frío en las varillas para incrementar aún más su resistencia, después de estirarlas en frío se les libera de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas. Las varillas de acero de aleación se producen en diámetros que varían desde 1/2" hasta 6/8". Adicionalmente a su alta resistencia, deben tomarse en cuenta las diferencias de ductilidad, carencia de un punto de fluencia bien definido, y otras características de gran importancia técnica.

Relajación del acero.- cuando el acero de presfuerzo se le mantiene en tensión experimenta un reajuste y rompimiento interno de partículas conocido como relajación. Esta relajación debe tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa de la fuerza presforzante. Actualmente, la mayoría de los aceros son de baja relajación y son conocidos como aceros de baja relajación o LO-LAX, y deben de preferirse sobre los otros para evitar pérdidas excesivas.

Ventajas del uso de elementos presforzados

* La deformación y el agrietamiento de elementos presforzados disminuyen por la compresión y el momento por los tendones, lo que se traduce en elementos más eficientes.



Figura 2.3 Deformación y agrietamiento en vigas de:
(a) Concreto reforzado y
(b) Concreto presforzado

- * Mejor comportamiento ante cargas de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión.
- * Permite el uso óptimo de materiales de alta resistencia.
- * Se obtienen elementos más eficientes y esbeltos, con menos empleo de materiales; en vigas, por ejemplo se utilizan peraltes del orden de $L/20$ a $L/23$, donde L es el claro de la viga, a diferencia de $L/10$ en concreto reforzado.
- * La producción en serie en plantas permite mayor control de calidad y abatimiento de costos.
- * Mayor rapidez de construcción al atacarse al mismo tiempo varios frentes o construirse simultáneamente distintas partes de la estructura; esto en general conlleva importantes ventajas económicas en un análisis financiero completo.

Desventajas del uso de elementos presforzados

- * La falta de coordinación en el transporte de los elementos presforzados puede encarecer el montaje.
- * En general, la inversión inicial es mayor por la disminución en los tiempos de construcción.
- * Se requiere también de un diseño relativamente especializado de conexiones, uniones y apoyos.
- * Se debe planear y ejecutar cuidadosamente el proceso constructivo, sobre todo en las etapas de montaje y colocación en sitio.

FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS (ANIPPAC).

6.2.- Diseño de la losa

ACERO PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRAFICO

DATOS:

Ancho del puente =	8.4	m
Volado izquierdo =	1.33	m
Separación de apoyos	2.87	m
Volado derecho	1.33	m
Número de apoyos	3	
Ancho guarnición	0.5	m
Espesor de losa	0.4	m
Espesor de pavimento	0.12	m

MATERIALES:

Concreto f'c=	250	kg/cm ²
Acero fy =	4200	kg/cm ²
γ concreto =	2.4	ton/m ³
γ pavimento =	2.4	ton/m ³

NOTA: además del espesor de la losa de 20 cm, se considera el espesor del patín de la trabe cajón.

ANALISIS ESTRUCTURAL

a) Momento de carga viva :

Para claros interiores, positivo y negativo

$$M = ((S + 0.61) / 9.74) P20 \quad \text{AASHTO 1996}$$

P20	7.26	ton
S =	2.87	m
M =	2.59	ton/m

Para losas continuas sobre 3 o más apoyos AASHTO 1996

M+=	0.8M	
M=-	0.8M	
M+=	2.07	ton-m
M=-	-2.07	ton-m

Para volados

X =	0.53	m
E =	$0.8x + 1.143$	AASHTO1996
E =	1.57	m

Momento en el volado por metro de ancho de losa

$$M = P20X/E = -2.45 \quad \text{ton-m} \quad \text{AASHTO 1996}$$

$$\text{Factor impacto (I)} = 15.24/S + 38.1 \leq 0.30$$

$$I = 0.3$$

b) Momento de carga muerta:

Cargas de diseño

Parapeto =	0.1	ton
Guarnición =	0.5	ton

Pavimento = 0.29 ton/m

Losa = 0.96 ton/m

$Mu = 1.3 (M_{cm} + 1.67 M_{cv+i})$

	Volado izq.	Claro 1			Claro 2			Volado der.	
	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	
M_{cm} (ton-m)	-0.86	-1.62	0.27	-0.49	-0.49	0.27	-1.62	-0.86	DATOS SAP
M_{cv+i} (ton-m)	-3.19	-2.69	2.69	-2.69	-2.69	2.69	-2.69	-3.19	
Mu (ton-m)=	-8.04	-7.95	6.19	-6.48	-6.48	6.19	-7.95	-8.04	

DISEÑO ESTRUCTURAL

a) Refuerzo principal perpendicular al tránsito

Ancho de la losa

$b = 100$ cm
 $h = 40$ cm
vars # = 4
 $db = 1.27$ cm
 $as = 1.27$ cm²
 $r = 2$ cm
 $yg = 2.64$ cm
 $d = 37.36$ cm

$As_{aprox} = Mu / 0.9fyjd$

$Mr = \phi Asfy(d-a/2)$

$j = 0.85$

$a = Asfy / 0.85f'cb$

	Volado izq.	Claro 1			Claro 2			Volado der.	
	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	
Mu (ton-m)=	-8.04	-7.95	6.19	-6.48	-6.48	6.19	-7.95	-8.04	
As_{aprox} (cm ²) =	6.70	6.62	5.16	5.40	5.40	5.16	6.62	6.70	
$S = 100as/As$ (cm)	18.96	19.18	24.61	23.52	23.52	24.61	19.18	18.96	
S_{real} (cm) =	20	20	20	20	20	20	20	20	
As_{real} (cm ²) =	6.35	6.35	6.35	6.35	6.35	6.35	6.35	6.35	
a (cm) =	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	
Mr (ton-m) =	8.82	8.82	8.82	8.82	8.82	8.82	8.82	8.82	

Se propone usar vars # 4 @ 20 cm

b) Acero de distribución

$\% = 121/(S)^{1/2} \leq 67\%$

como es mayor al 67%, el porcentaje a considerar será el mínimo

$\% = 71$

vars # = 4

$db = 1.27$ cm

$as = 1.27$ cm²

	Volado izq.	Claro 1			Claro 2			Volado der.
	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-
As (cm ² /cm)=	4.25	4.25	4.25	4.25	4.25	4.25	4.25	4.25
Scal (cm)=	29.88	29.88	29.88	29.88	29.88	29.88	29.88	29.88
Sreal (cm)=	30	30	30	30	30	30	30	30

Se propone usar vars # 4 @ 30 cm

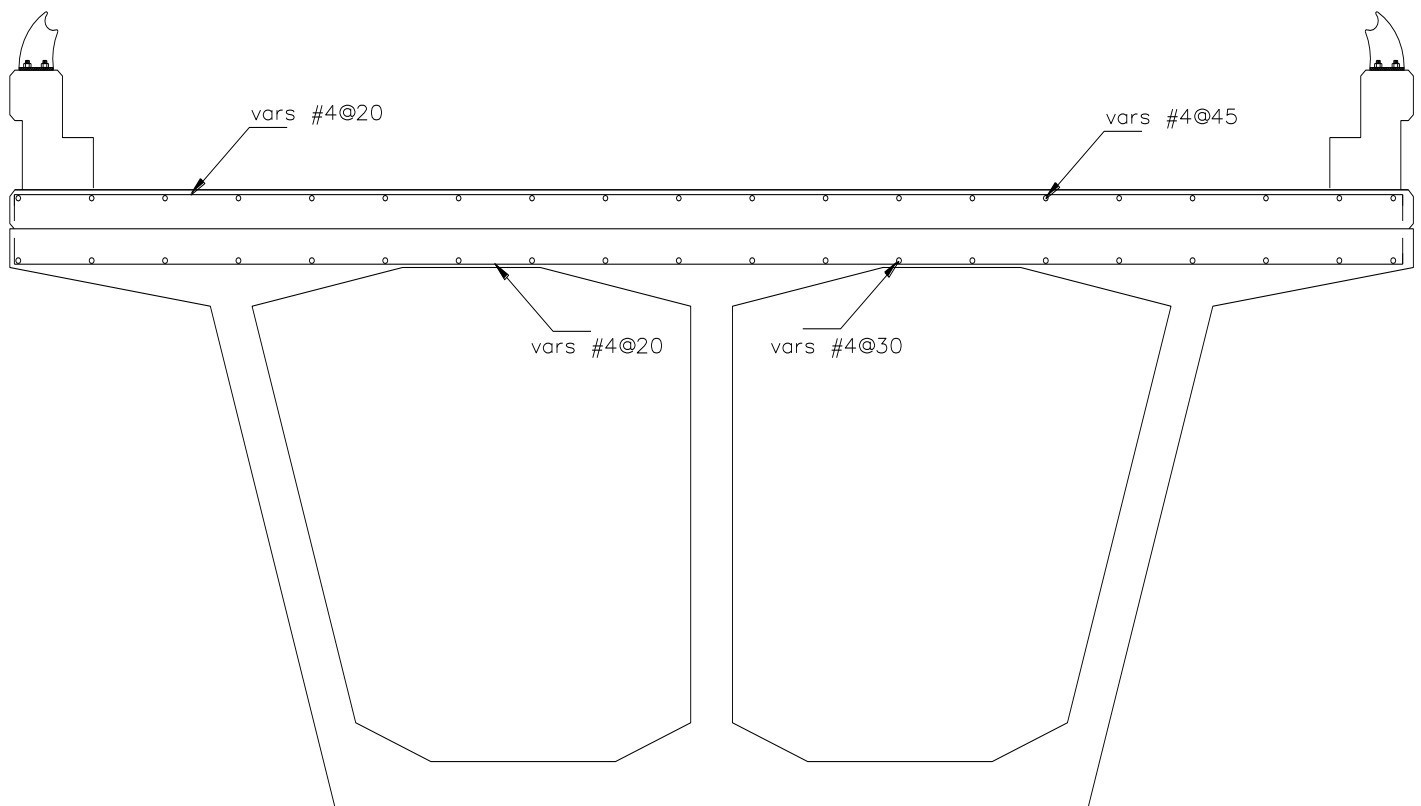
c) Refuerzo por contracción y temperatura

$$As = 1/8 (\text{pul}^2/\text{ft}) = 2.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vars # 4
 db= 1.27 cm
 as= 1.27 cm²

	Volado izq.	Claro 1			Claro 2			Volado der.
	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-
As (cm ² /cm)=	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65
Scal (cm)=	47.92	47.92	47.92	47.92	47.92	47.92	47.92	47.92
Sreal (cm)=	45	45	45	45	45	45	45	45

Se propone usar vars # 4 @ 45 cm



6.3.- Diseño de Trabe presforzada

Diagrama de momentos (peso propio)

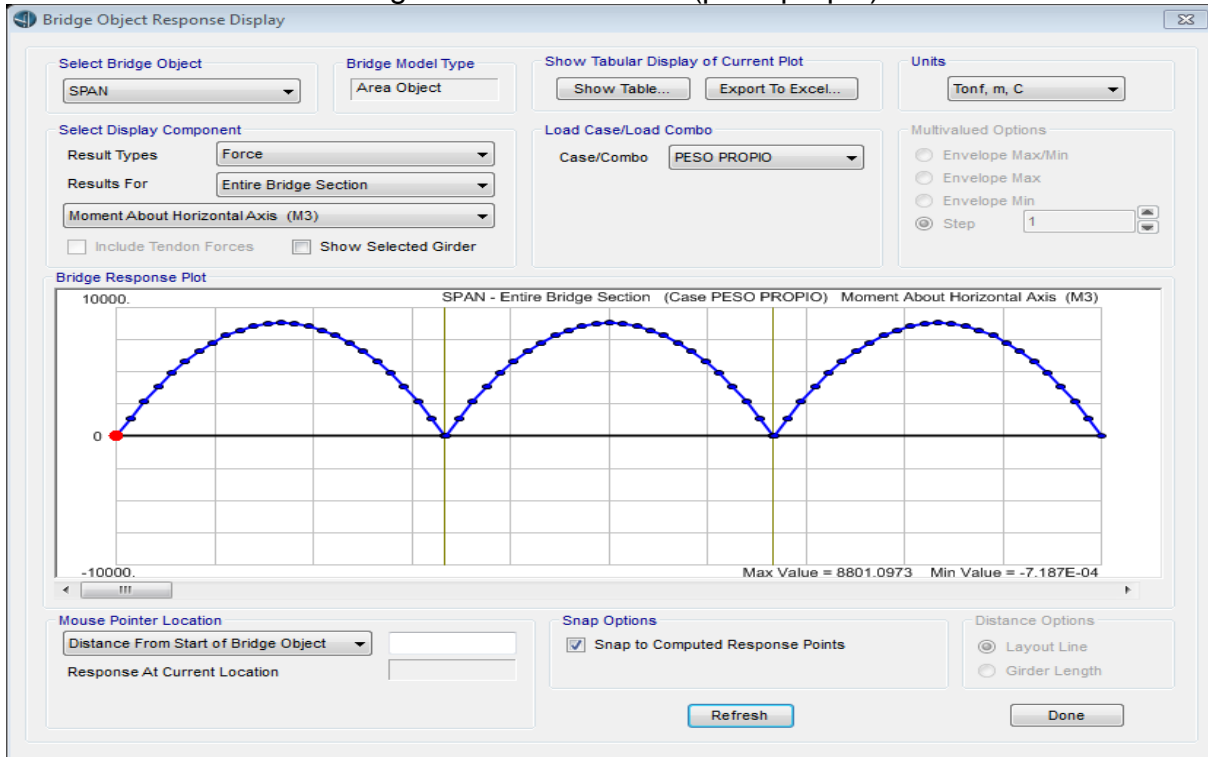


Diagrama de momentos (peso losa)

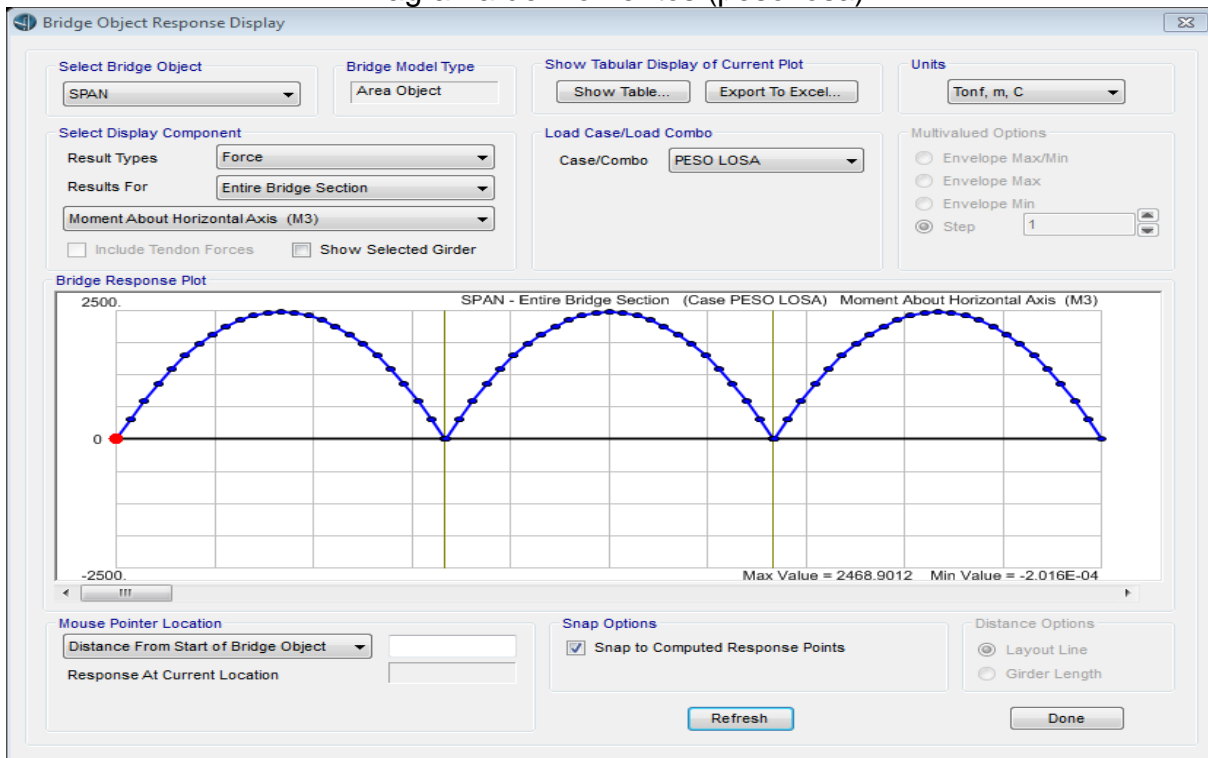


Diagrama de momentos (parapeto+guarnición+asfalto)

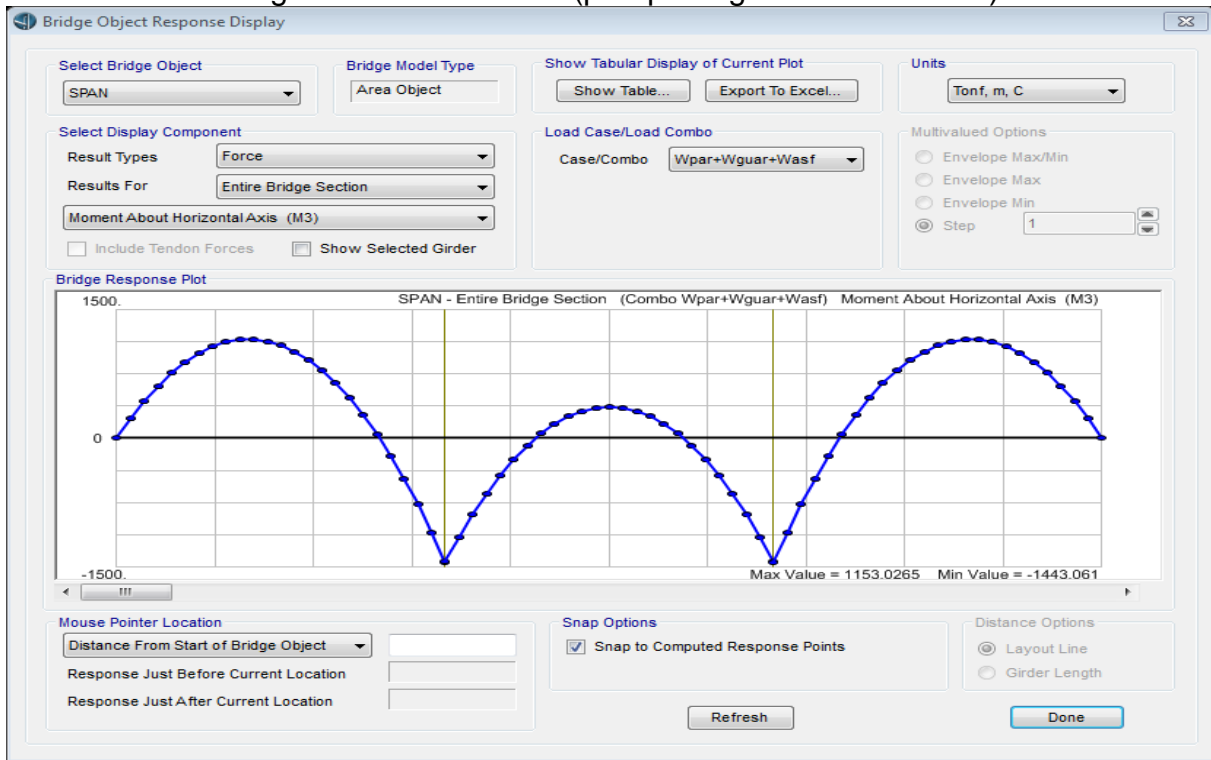


Diagrama de momentos (carga móvil)

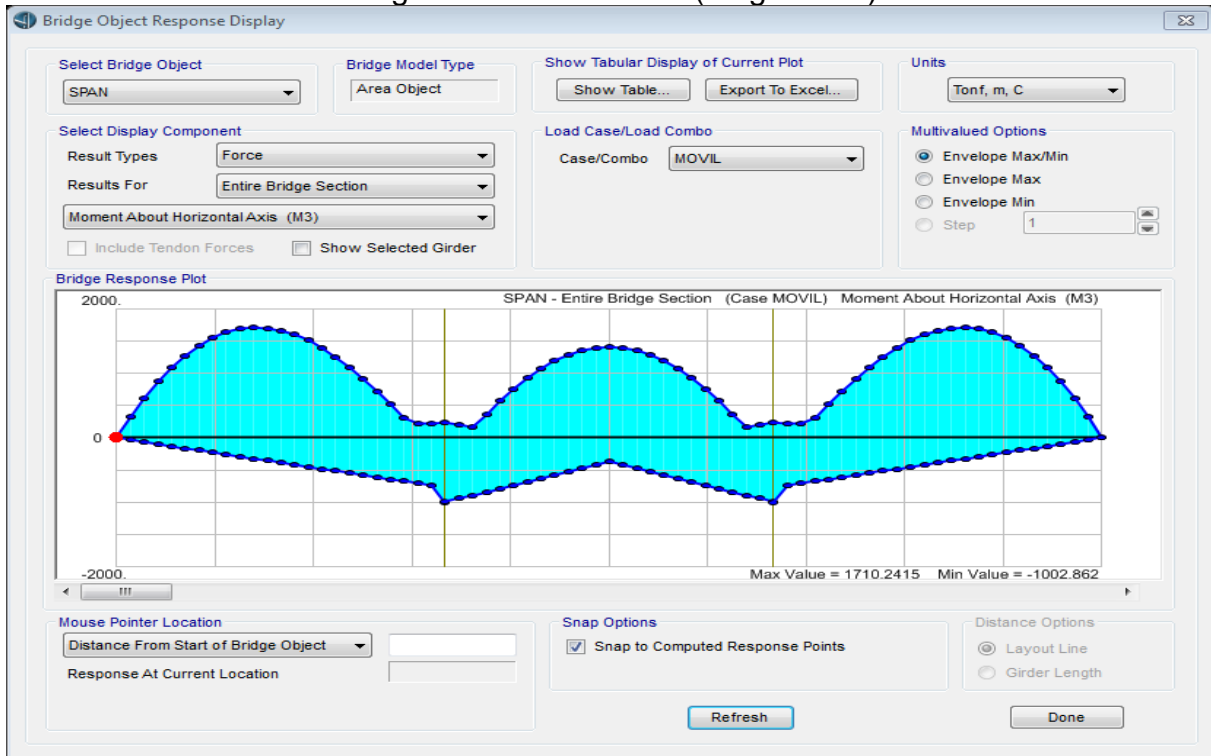
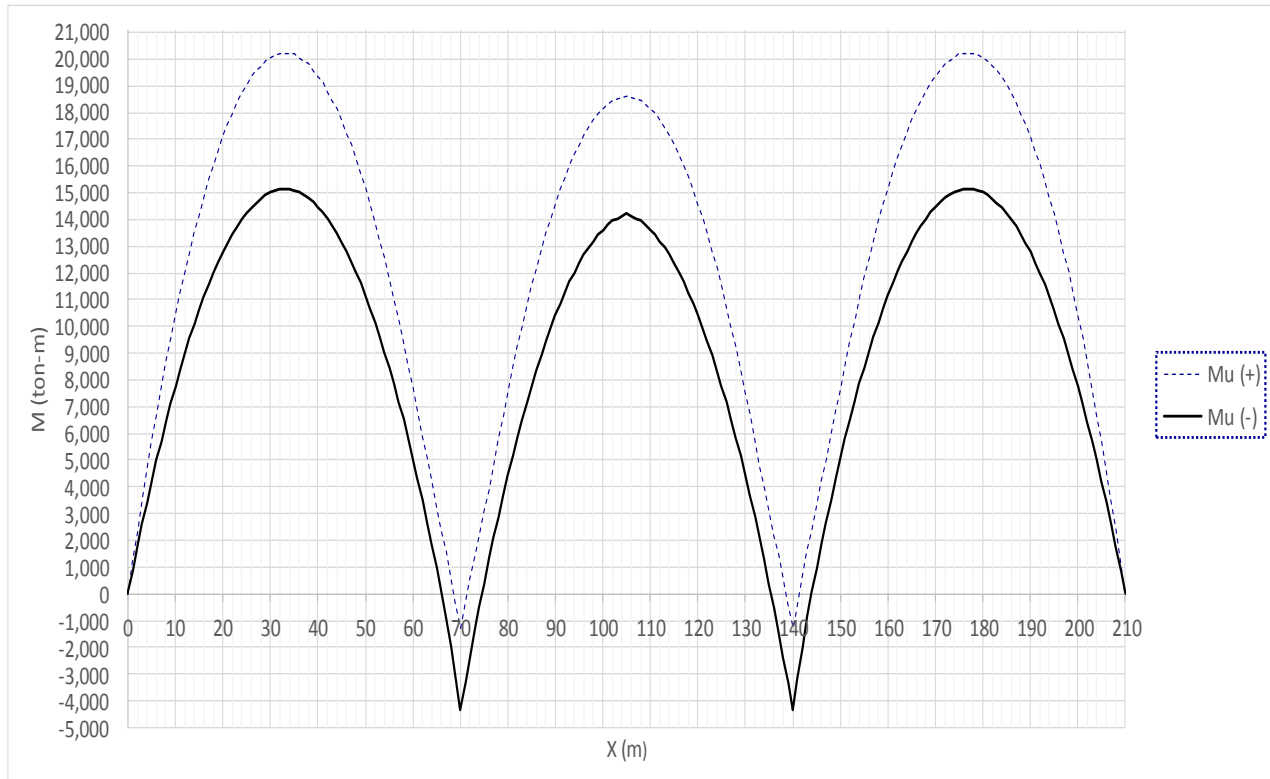


Diagrama de momentos últimos, COMB 1 = 1.3[CM+1.67(CVM+I)]



Se realizó el diseño de la trabe considerando como momentos a tensión máximos últimos el del primer claro, ya que el segundo claro presenta un momentos ligeramente menor a este por lo que puede considerarse para fines prácticos de igual magnitud, y en lo que respecta al tercer claro estos momentos son prácticamente iguales al del primer claro. Respecto al momento a compresión se presenta solo en las continuidades.

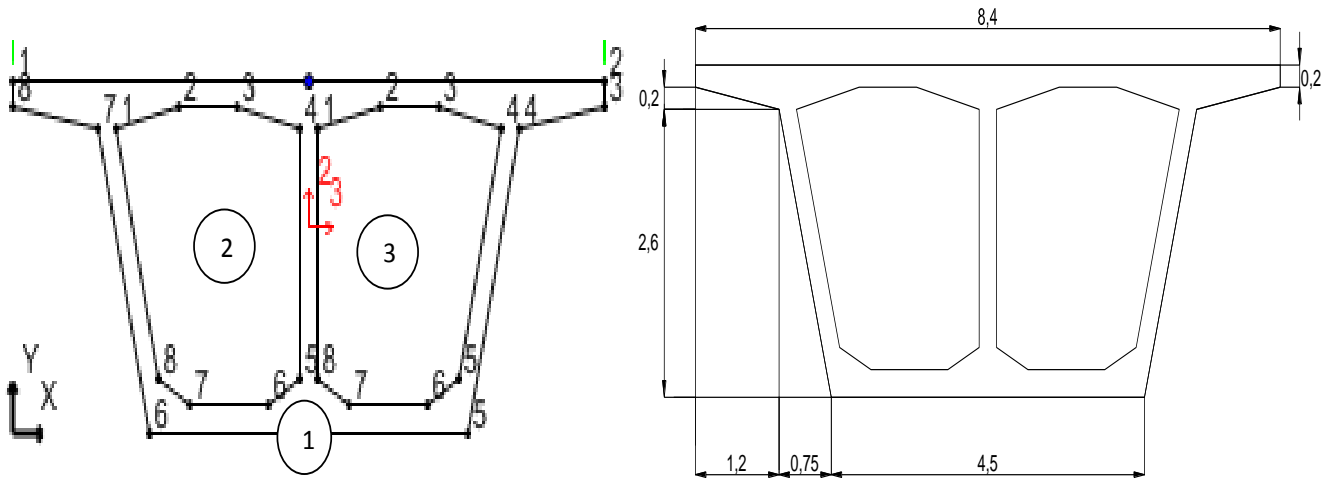
DATOS:

CLARO DE LA VIGA	70	m
ANCHO DEL TABLERO =	8.4	m
ANCHO PAVIMENTO =	7.40	m
ESPELOR DE LOSA =	0.2	m
ESPELOR DE PAVIMENTO=	0.12	m
CONCRETO EN LOSA f'_c =	250	Kg/cm ²
CONCRETO EN TRABE f'_c =	500	Kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO f_y =	4200	Kg/cm ²

ANALISIS ESTRUCTURAL

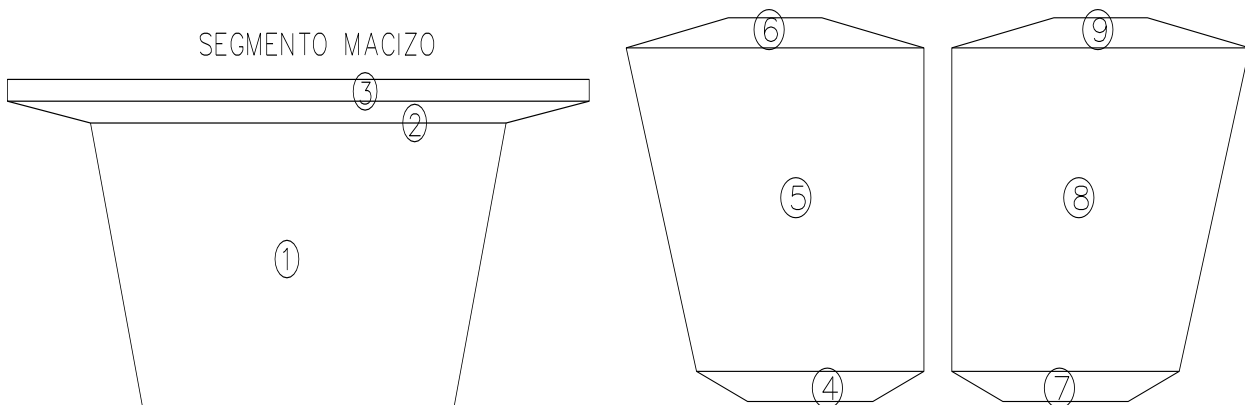
1.- PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIMPLE Y SECCIÓN COMPUESTA

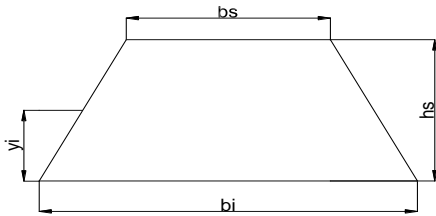
A) PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIMPLE



PUNTO	EXTERIOR (1)		POLIGONO INTERIOR 2		POLIGONO INTERIOR 3	
	X	Y	X	Y	X	Y
1	0	3	1.45	2.6	4.325	2.6
2	8.4	3	2.35	2.8	5.225	2.8
3	8.4	2.8	3.175	2.8	6.05	2.8
4	7.2	2.6	4.075	2.6	6.95	2.6
5	6.45	0	4.075	0.45	6.3298	0.45
6	1.95	0	3.625	0.25	5.8798	0.25
7	1.2	2.6	2.5202	0.25	4.775	0.25
8	0	2.8	2.0702	0.45	4.325	0.45

SEGMENTO HUECO 1 SEGMENTO HUECO 2





$$A = [(bi + bs) / 2] \cdot hs$$

$$yi = [(bi + 2bs) / (bi + bs)] \cdot (hs / 3)$$

$$I = (hs^3 / 36) [bi^2 + 4bi \cdot bs + bs^2] (1 / bi + bs)$$

Segmento macizo	bi inferior	bs Superior	hs (cm)	Hacum	yi	Yi	A (cm ²)	A Yi	A(Yi-yc) ²	I (cm ⁴)
1	450.00	600.00	260.00	260.00	136.19	136.19	136,500	18,589,935	187,778,696	763,719,048
2	600.00	840.00	20.00	280.00	10.56	270.56	14,400	3,896,064	136,272,937	475,556
3	840.00	840.00	20.00	300.00	10.00	290.00	16,800	4,872,000	228,875,781	560,000
Segmento hueco 1	NOTA: PERALTE DE LOSA INFERIOR				25.00					
4	110.00	200.00	20.00	20.00	35.97	35.97	-3,100	-111,507	-58,447,512	-100,430
5	200.00	263.00	215.00	235.00	112.38	157.38	-49,773	-7,833,275	-12,583,112	-190,544,550
6	263.00	83.00	20.00	255.00	8.27	279.24	-3,460	-966,170	-38,847,225	-104,929
Segmento hueco 2	NOTA: PERALTE DE LOSA INFERIOR				25.00					
7	110.00	200.00	20.00	20.00	35.97	35.97	-3,100	-111,507	-58,447,512	-100,430
8	200.00	263.00	215.00	235.00	112.38	157.38	-49,773	-7,833,275	-12,583,112	-190,544,550
9	263.00	83.00	20.00	255.00	8.27	279.24	-3,460	-966,170	-38,847,225	-104,929
							Σ =	55,034.00	9,536,095.00	
Centroide de la trabe						yc =	173.28	cm		
						I =	716,426,502.00	cm ⁴		

B) PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA

MODULOS DE ELASTICIDAD $E = 14000 \text{ f'c}^{1/2}$
 $E \text{ losa} = 221,359 \text{ Kg/cm}^2$
 $E \text{ trabe} = 313,050 \text{ Kg/cm}^2$

Relación modular

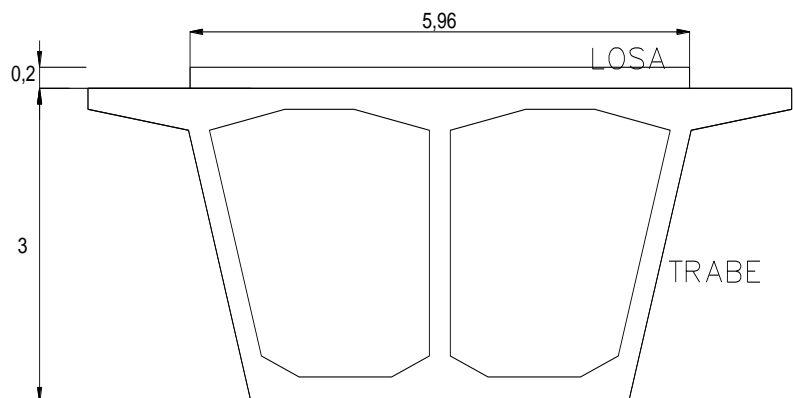
$$n = 0.71$$

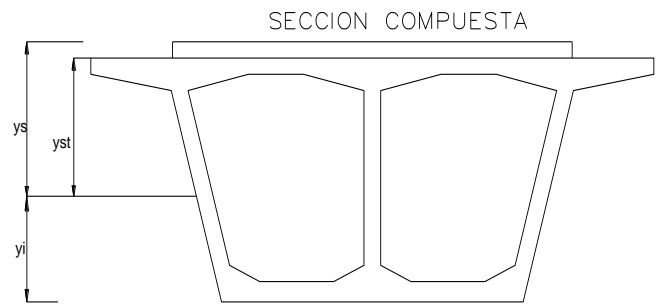
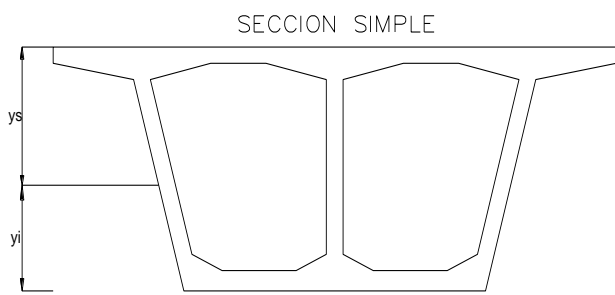
Ancho equivalente bf = 596.4

Segmento	b inferior	b Superior	hs (cm)	Hacum	yi	Yi	A (cm ²)	A Yi	A(Yi-yc) ²	I (cm ⁴)
Trabe			300.00	300.00	173.28	173.28	55,034.00	9,536,291.52	32,630,896.87	716,426,502.00
Losa	596.40	596.40	20.00	320.00	10.00	310.00	11,928.00	3,697,680.00	150,615,057.58	397,600.00
							Σ =	66,962.00	13,233,971.52	
						yc =	197.63	cm		
						I =	900,070,056.45	cm ⁴		

RESUMEN

	SECCION SIMPLE	SECCIÓN COMPUESTA	
H	300.00	320.00	cm
A	55,034	66,962	cm ²
I	716,426,502	900,070,056	cm ⁴
yi =	173.28	197.63	cm
ys =	126.72	122.37	cm
yst =		102.37	cm
Si	4,134,502	4,554,319	cm ³
Ss	5,653,618	7,355,316	cm ³
Sst		8,792,323	cm ³





2.- ELEMENTOS MECANICOS

LOS ELEMENTOS MECANICOS SE OBTENDRAN DEL ANALISIS DEL PUENTE, EL CUAL SE REALIZO EN EL PROGRAMA CSI BRIDGE v17.2.0, CONSIDERANDO LAS SIGUIENTES CARGAS.

A) CARGA MUERTA

Peso parapeto (Wpar) =	0.10	ton/m
Peso guarnición (Wguar) =	0.50	ton/m
Peso asfalto (Wasf) =	0.29	ton/m ²
Peso losa (Wlosa) =	0.48	ton/m ²

NOTA: EL PESO PROPIO DE LA TRABE SE OBTENDRA DEL PROGRAMA CSI BRIDGE v17.2.0

B) CARGA VIVA

FACTOR DE CONCENTRACIÓN	FC =	1.0000	Para carga móvil
-------------------------	------	--------	------------------

FACTOR DE IMPACTO	$i = 15.24 / (L + 38.1) \leq 0.3$
	$i = 0.14$

NOTA: LA CARGA VIVA CORRESPONDE AL VEHICULO T3-S2-R4 (TIPO I)

C) MOMENTOS FLEXIONANTES

X (m)	CARGA MUERTA (CM)			CARGA VIVA (CVM)	
	Mpar, guar y asf (t-m)	Mlosa (t-m)	Mpp (t-m)	Mcv (t-m)	Mcv+i (t-m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	78.19	135.22	482.03	113.82	129.75
2.00	156.39	270.44	964.06	227.64	259.51
3.00	233.87	404.68	1,442.59	340.23	387.86
4.00	303.48	528.14	1,882.70	439.19	500.68
5.00	373.09	651.60	2,322.82	538.16	613.50
6.00	441.26	773.10	2,755.92	635.04	723.95
7.00	502.27	884.81	3,154.12	721.52	822.53
8.00	563.29	996.51	3,552.32	808.00	921.12
9.00	622.15	1,105.26	3,939.99	891.10	1,015.85
10.00	674.57	1,205.21	4,296.28	964.03	1,098.99
11.00	727.00	1,305.15	4,652.56	1,036.97	1,182.15
12.00	776.55	1,401.16	4,994.81	1,106.54	1,261.46
13.00	820.38	1,489.34	5,309.18	1,169.39	1,333.10
14.00	864.21	1,577.53	5,623.55	1,232.24	1,404.75
15.00	904.46	1,660.79	5,920.36	1,291.52	1,472.33
16.00	939.69	1,737.22	6,192.82	1,345.80	1,534.21
17.00	974.93	1,813.65	6,465.27	1,400.07	1,596.08
18.00	1,005.87	1,884.17	6,716.66	1,447.78	1,650.47
19.00	1,032.51	1,948.84	6,947.20	1,488.92	1,697.37
20.00	1,059.16	2,013.51	7,177.74	1,530.06	1,744.27
21.00	1,080.79	2,071.29	7,383.70	1,564.76	1,783.83
22.00	1,098.84	2,124.20	7,572.33	1,594.85	1,818.13
23.00	1,116.89	2,177.12	7,760.95	1,624.94	1,852.43
24.00	1,129.21	2,222.15	7,921.49	1,646.81	1,877.36
25.00	1,138.67	2,263.30	8,068.19	1,664.57	1,897.61
26.00	1,148.13	2,304.46	8,214.90	1,682.33	1,917.86
27.00	1,151.15	2,336.75	8,330.01	1,692.80	1,929.79
28.00	1,152.01	2,366.14	8,434.80	1,700.85	1,938.97
29.00	1,153.02	2,395.54	8,539.59	1,710.24	1,949.67
30.00	1,146.58	2,415.09	8,609.27	1,707.76	1,946.85
31.00	1,138.86	2,432.73	8,672.15	1,704.79	1,943.46
32.00	1,131.13	2,450.36	8,735.02	1,701.82	1,940.07
33.00	1,115.53	2,457.17	8,759.28	1,690.69	1,927.39
34.00	1,099.21	2,463.05	8,780.24	1,678.82	1,913.85
35.00	1,082.89	2,468.90	8,801.09	1,666.94	1,900.31
36.00	1,057.98	2,463.05	8,780.24	1,644.53	1,874.76
37.00	1,033.07	2,457.17	8,759.28	1,622.12	1,849.22
38.00	1,007.44	2,450.36	8,735.02	1,599.04	1,822.91
39.00	973.94	2,432.73	8,672.15	1,568.58	1,788.18
40.00	940.43	2,415.09	8,609.27	1,538.11	1,753.45

X (m)	CARGA MUERTA (CM)			CARGA VIVA (CVM)	
	Mpar, guar y asf (t-m)	Mlosa (t-m)	Mpp (t-m)	McV (t-m)	McV+i (t-m)
41.00	905.50	2,395.54	8,539.59	1,506.15	1,717.01
42.00	863.40	2,366.14	8,434.80	1,466.72	1,672.06
43.00	821.30	2,336.75	8,330.01	1,427.30	1,627.12
44.00	777.06	2,304.46	8,214.90	1,385.80	1,579.81
45.00	726.37	2,263.30	8,068.19	1,338.08	1,525.41
46.00	675.68	2,222.15	7,921.49	1,290.36	1,471.01
47.00	622.13	2,177.12	7,760.95	1,240.20	1,413.83
48.00	562.85	2,124.20	7,572.33	1,185.18	1,351.11
49.00	503.56	2,071.29	7,383.70	1,130.16	1,288.38
50.00	440.70	2,013.51	7,177.74	1,072.53	1,222.68
51.00	372.83	1,948.84	6,947.20	1,011.27	1,152.85
52.00	304.95	1,884.17	6,716.66	950.01	1,083.01
53.00	232.78	1,813.65	6,465.27	886.19	1,010.26
54.00	156.32	1,737.22	6,192.82	819.82	934.59
55.00	79.85	1,660.79	5,920.36	753.44	858.92
56.00	0.00	1,577.53	5,623.55	684.78	780.65
57.00	-86.68	1,489.34	5,309.18	614.49	700.52
58.00	-171.73	1,401.16	4,994.81	544.19	620.38
59.00	-262.52	1,305.15	4,652.56	472.39	538.52
60.00	-356.17	1,205.21	4,296.28	399.84	455.82
61.00	-449.83	1,105.26	3,939.99	327.29	373.11
62.00	-549.92	996.51	3,552.32	285.66	325.65
63.00	-652.16	884.81	3,154.12	254.32	289.92
64.00	-754.41	773.10	2,755.92	222.99	254.21
65.00	-863.81	651.60	2,322.82	220.60	251.48
66.00	-974.65	528.14	1,882.70	223.99	255.35
67.00	-1,085.49	404.68	1,442.59	227.39	259.22
68.00	-1,204.20	270.44	964.06	230.78	263.09
69.00	-1,323.63	135.22	482.03	234.17	266.95
70.00	-1,443.06	0.00	0.00	237.57	270.83

E) ELEMENTOS MECANICOS ULTIMOS

Combinación de carga ultima: $1.3*(1*CM+1.67*(CVM+I))$

X (m)	Mu (+)(ton-m)		
0.00	0.00	36.00	20,061.75
1.00	1,185.76	37.00	19,939.03
2.00	2,371.55	38.00	19,808.20
3.00	3,547.53	39.00	19,584.60
4.00	4,615.59	40.00	19,360.97
5.00	5,683.67	41.00	19,120.45
6.00	6,733.06	42.00	18,793.68
7.00	7,689.27	43.00	18,466.96
8.00	8,645.51	44.00	18,115.11
9.00	9,573.03	45.00	17,686.88
10.00	10,414.79	46.00	17,258.68
11.00	11,256.57	47.00	16,797.68
12.00	12,062.91	48.00	16,270.45
13.00	12,798.73	49.00	15,743.19
14.00	13,534.59	50.00	15,175.97
15.00	14,227.72	51.00	14,552.37
16.00	14,861.42	52.00	13,928.73
17.00	15,495.09	53.00	13,258.48
18.00	16,071.88	54.00	12,541.26
19.00	16,592.11	55.00	11,824.02
20.00	17,112.34	56.00	11,056.20
21.00	17,569.21	57.00	10,246.22
22.00	17,981.14	58.00	9,438.36
23.00	18,393.07	59.00	8,572.87
24.00	18,730.45	60.00	7,678.50
25.00	19,030.92	61.00	6,784.07
26.00	19,331.41	62.00	5,905.57
27.00	19,552.86	63.00	5,032.22
28.00	19,748.34	64.00	4,158.88
29.00	19,947.33	65.00	3,289.76
30.00	20,048.83	66.00	2,421.41
31.00	20,136.11	67.00	1,553.08
32.00	20,223.35	68.00	610.56
33.00	20,215.94	69.00	-338.75
34.00	20,200.22	70.00	-1,288.01
35.00	20,184.32		

DISEÑO ELASTICO

A) ESFUERZOS EN LA VIGA FIBRA SUPERIOR (kg/cm²)

X (m)	SIMPLE	SIMPLE	COMPUESTA	COMPUESTA	f total
	fpp	f losa	f par, guar y asf	f cv+i	
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	8.53	2.39	0.89	1.48	13.29
2.00	17.05	4.78	1.78	2.95	26.56
3.00	25.52	7.16	2.66	4.41	39.75
4.00	33.30	9.34	3.45	5.69	51.78
5.00	41.09	11.53	4.24	6.98	63.84
6.00	48.75	13.67	5.02	8.23	75.67
7.00	55.79	15.65	5.71	9.36	86.51
8.00	62.83	17.63	6.41	10.48	97.35
9.00	69.69	19.55	7.08	11.55	107.87
10.00	75.99	21.32	7.67	12.50	117.48
11.00	82.29	23.09	8.27	13.45	127.10
12.00	88.35	24.78	8.83	14.35	136.31
13.00	93.91	26.34	9.33	15.16	144.74
14.00	99.47	27.90	9.83	15.98	153.18
15.00	104.72	29.38	10.29	16.75	161.14
16.00	109.54	30.73	10.69	17.45	168.41
17.00	114.36	32.08	11.09	18.15	175.68
18.00	118.80	33.33	11.44	18.77	182.34
19.00	122.88	34.47	11.74	19.31	188.40
20.00	126.96	35.61	12.05	19.84	194.46
21.00	130.60	36.64	12.29	20.29	199.82
22.00	133.94	37.57	12.50	20.68	204.69
23.00	137.27	38.51	12.70	21.07	209.55
24.00	140.11	39.30	12.84	21.35	213.60
25.00	142.71	40.03	12.95	21.58	217.27
26.00	145.30	40.76	13.06	21.81	220.93
27.00	147.34	41.33	13.09	21.95	223.71
28.00	149.19	41.85	13.10	22.05	226.19
29.00	151.05	42.37	13.11	22.17	228.70
30.00	152.28	42.72	13.04	22.14	230.18
31.00	153.39	43.03	12.95	22.10	231.47
32.00	154.50	43.34	12.86	22.07	232.77
33.00	154.93	43.46	12.69	21.92	233.00
34.00	155.30	43.57	12.50	21.77	233.14
35.00	155.67	43.67	12.32	21.61	233.27
36.00	155.30	43.57	12.03	21.32	232.22
37.00	154.93	43.46	11.75	21.03	231.17

X (m)	SIMPLE	SIMPLE	COMPUESTA	COMPUESTA	f total
	fpp	f losa	f par, guar y asf	f cv+i	
38.00	154.50	43.34	11.46	20.73	230.03
39.00	153.39	43.03	11.08	20.34	227.84
40.00	152.28	42.72	10.70	19.94	225.64
41.00	151.05	42.37	10.30	19.53	223.25
42.00	149.19	41.85	9.82	19.02	219.88
43.00	147.34	41.33	9.34	18.51	216.52
44.00	145.30	40.76	8.84	17.97	212.87
45.00	142.71	40.03	8.26	17.35	208.35
46.00	140.11	39.30	7.68	16.73	203.82
47.00	137.27	38.51	7.08	16.08	198.94
48.00	133.94	37.57	6.40	15.37	193.28
49.00	130.60	36.64	5.73	14.65	187.62
50.00	126.96	35.61	5.01	13.91	181.49
51.00	122.88	34.47	4.24	13.11	174.70
52.00	118.80	33.33	3.47	12.32	167.92
53.00	114.36	32.08	2.65	11.49	160.58
54.00	109.54	30.73	1.78	10.63	152.68
55.00	104.72	29.38	0.91	9.77	144.78
56.00	99.47	27.90	0.00	8.88	136.25
57.00	93.91	26.34	-0.99	7.97	127.23
58.00	88.35	24.78	-1.95	7.06	118.24
59.00	82.29	23.09	-2.99	6.12	108.51
60.00	75.99	21.32	-4.05	5.18	98.44
61.00	69.69	19.55	-5.12	4.24	88.36
62.00	62.83	17.63	-6.25	3.70	77.91
63.00	55.79	15.65	-7.42	3.30	67.32
64.00	48.75	13.67	-8.58	2.89	56.73
65.00	41.09	11.53	-9.82	2.86	45.66
66.00	33.30	9.34	-11.09	2.90	34.45
67.00	25.52	7.16	-12.35	2.95	23.28
68.00	17.05	4.78	-13.70	2.99	11.12
69.00	8.53	2.39	-15.05	3.04	-1.09
70.00	0.00	0.00	-16.41	3.08	-13.33

FIBRA INFERIOR (kg/cm²)

X (m)	SIMPLE	SIMPLE	COMPUESTA	COMPUESTA	f total
	fpp	f losa	f par, guar y asf	f cv+i	
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	-11.66	-3.27	-1.72	-2.85	-19.50
2.00	-23.32	-6.54	-3.43	-5.70	-38.99
3.00	-34.89	-9.79	-5.14	-8.52	-58.34
4.00	-45.54	-12.77	-6.66	-10.99	-75.96
5.00	-56.18	-15.76	-8.19	-13.47	-93.60
6.00	-66.66	-18.70	-9.69	-15.90	-110.95
7.00	-76.29	-21.40	-11.03	-18.06	-126.78
8.00	-85.92	-24.10	-12.37	-20.23	-142.62
9.00	-95.30	-26.73	-13.66	-22.31	-158.00
10.00	-103.91	-29.15	-14.81	-24.13	-172.00
11.00	-112.53	-31.57	-15.96	-25.96	-186.02
12.00	-120.81	-33.89	-17.05	-27.70	-199.45
13.00	-128.41	-36.02	-18.01	-29.27	-211.71
14.00	-136.02	-38.16	-18.98	-30.84	-224.00
15.00	-143.19	-40.17	-19.86	-32.33	-235.55
16.00	-149.78	-42.02	-20.63	-33.69	-246.12
17.00	-156.37	-43.87	-21.41	-35.05	-256.70
18.00	-162.45	-45.57	-22.09	-36.24	-266.35
19.00	-168.03	-47.14	-22.67	-37.27	-275.11
20.00	-173.61	-48.70	-23.26	-38.30	-283.87
21.00	-178.59	-50.10	-23.73	-39.17	-291.59
22.00	-183.15	-51.38	-24.13	-39.92	-298.58
23.00	-187.71	-52.66	-24.52	-40.67	-305.56
24.00	-191.59	-53.75	-24.79	-41.22	-311.35
25.00	-195.14	-54.74	-25.00	-41.67	-316.55
26.00	-198.69	-55.74	-25.21	-42.11	-321.75
27.00	-201.48	-56.52	-25.28	-42.37	-325.65
28.00	-204.01	-57.23	-25.29	-42.57	-329.10
29.00	-206.54	-57.94	-25.32	-42.81	-332.61
30.00	-208.23	-58.41	-25.18	-42.75	-334.57
31.00	-209.75	-58.84	-25.01	-42.67	-336.27
32.00	-211.27	-59.27	-24.84	-42.60	-337.98
33.00	-211.86	-59.43	-24.49	-42.32	-338.10
34.00	-212.37	-59.57	-24.14	-42.02	-338.10
35.00	-212.87	-59.71	-23.78	-41.73	-338.09
36.00	-212.37	-59.57	-23.23	-41.16	-336.33
37.00	-211.86	-59.43	-22.68	-40.60	-334.57
38.00	-211.27	-59.27	-22.12	-40.03	-332.69
39.00	-209.75	-58.84	-21.38	-39.26	-329.23
40.00	-208.23	-58.41	-20.65	-38.50	-325.79

X (m)	SIMPLE	SIMPLE	COMPUESTA	COMPUESTA	f total
	fpp	f losa	f par, guar y asf	f cv+i	
41.00	-206.54	-57.94	-19.88	-37.70	-322.06
42.00	-204.01	-57.23	-18.96	-36.71	-316.91
43.00	-201.48	-56.52	-18.03	-35.73	-311.76
44.00	-198.69	-55.74	-17.06	-34.69	-306.18
45.00	-195.14	-54.74	-15.95	-33.49	-299.32
46.00	-191.59	-53.75	-14.84	-32.30	-292.48
47.00	-187.71	-52.66	-13.66	-31.04	-285.07
48.00	-183.15	-51.38	-12.36	-29.67	-276.56
49.00	-178.59	-50.10	-11.06	-28.29	-268.04
50.00	-173.61	-48.70	-9.68	-26.85	-258.84
51.00	-168.03	-47.14	-8.19	-25.31	-248.67
52.00	-162.45	-45.57	-6.70	-23.78	-238.50
53.00	-156.37	-43.87	-5.11	-22.18	-227.53
54.00	-149.78	-42.02	-3.43	-20.52	-215.75
55.00	-143.19	-40.17	-1.75	-18.86	-203.97
56.00	-136.02	-38.16	0.00	-17.14	-191.32
57.00	-128.41	-36.02	1.90	-15.38	-177.91
58.00	-120.81	-33.89	3.77	-13.62	-164.55
59.00	-112.53	-31.57	5.76	-11.82	-150.16
60.00	-103.91	-29.15	7.82	-10.01	-135.25
61.00	-95.30	-26.73	9.88	-8.19	-120.34
62.00	-85.92	-24.10	12.07	-7.15	-105.10
63.00	-76.29	-21.40	14.32	-6.37	-89.74
64.00	-66.66	-18.70	16.56	-5.58	-74.38
65.00	-56.18	-15.76	18.97	-5.52	-58.49
66.00	-45.54	-12.77	21.40	-5.61	-42.52
67.00	-34.89	-9.79	23.83	-5.69	-26.54
68.00	-23.32	-6.54	26.44	-5.78	-9.20
69.00	-11.66	-3.27	29.06	-5.86	8.27
70.00	0.00	0.00	31.69	-5.95	25.74

B) ESFUERZOS DE PRESFUERZO

TORON	5/8"		Lecho	#tor	yi	#tor yi
as torón =	1.4	cm ²	1	88	5	440
fpu =	19,000.00	kg/cm ²	2	88	10	880
E p =	1.90E+06	kg/cm ²	3	88	15	1,320
% Tensión =	0.75		4	88	20	1,760
Fuerza inicial de tensado			5	10	25	250
fi =	14,250.00	kg/cm ²	#torones =	362		4,650
Ti =	19,950.00	kg	yg =	12.85	cm	
# torón aprox=	345.08		e = yi-yg =	160.43		

Centroide en secciones con torones enductados.

Lecho	#torones	yi	#tor*yi	Lecho	#torones	yi	#tor*yi	Lecho	#torones	yi	#tor*yi
1	88	5	440	1	88	5	440	1	88	5	440
2	88	10	880	2	88	10	880	2	14	10	140
3	88	15	1,320	3	60	15	900	3	0	15	0
4	70	20	1,400	4	0	20	0	4	0	20	0
5	0	25	0	5	0	25	0	5	0	25	0
#torones =	334		4,040	#torones =	236		2,220	#torones =	102		580
yg =	12.10	cm		yg =	9.41	cm		yg =	5.69	cm	
e = yi-yg =	161.18			e = yi-yg =	163.87			e = yi-yg =	167.59		

X (m)	#tor	e(cm)	Pi (kg)	SIMPLE Pi/A	SIMPLE Pi e /Ss	SIMPLE Pi e/Si	fs pfzo	fi pfzo
0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	102	167.59	2,034,900	36.98	-60.32	82.48	-23.34	119.46
2.00	102	167.59	2,034,900	36.98	-60.32	82.48	-23.34	119.46
3.00	102	167.59	2,034,900	36.98	-60.32	82.48	-23.34	119.46
4.00	102	167.59	2,034,900	36.98	-60.32	82.48	-23.34	119.46
5.00	102	167.59	2,034,900	36.98	-60.32	82.48	-23.34	119.46
6.00	102	167.59	2,034,900	36.98	-60.32	82.48	-23.34	119.46
7.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16
8.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16
9.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16
10.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16
11.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16
12.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16
13.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16
14.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16
15.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
16.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
17.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84

X (m)	#tor	e(cm)	Pi (kg)	SIMPLE Pi/A	SIMPLE Pi e /Ss	SIMPLE Pi e/Si	fs pfzo	fi pfzo
18.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
19.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
20.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
21.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
22.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
23.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
24.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
25.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
26.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
27.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
28.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
29.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
30.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
31.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
32.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
33.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
34.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
35.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
36.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
37.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
38.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
39.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
40.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
41.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
42.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
43.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
44.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
45.00	362	160.43	7,221,900	131.23	-204.93	280.23	-73.70	411.46
46.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
47.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
48.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
49.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
50.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
51.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
52.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
53.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
54.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
55.00	334	161.18	6,663,300	121.08	-189.97	259.76	-68.89	380.84
56.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16
57.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16
58.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16
59.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16

X (m)	#tor	e(cm)	Pi (kg)	SIMPLE	SIMPLE	SIMPLE	fs pfzo	fi pfzo
				Pi/A	Pi e /Ss	Pi e/Si		
60.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16
61.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16
62.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16
63.00	236	163.87	4,708,200	85.55	-136.47	186.61	-50.92	272.16
64.00	102	167.59	2,034,900	36.98	-60.32	82.48	-23.34	119.46
65.00	102	167.59	2,034,900	36.98	-60.32	82.48	-23.34	119.46
66.00	102	167.59	2,034,900	36.98	-60.32	82.48	-23.34	119.46
67.00	102	167.59	2,034,900	36.98	-60.32	82.48	-23.34	119.46
68.00	102	167.59	2,034,900	36.98	-60.32	82.48	-23.34	119.46
69.00	102	167.59	2,034,900	36.98	-60.32	82.48	-23.34	119.46
70.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

C) ESFUERZOS DE TRANSFERENCIA Y ENCAMISADO (Peso propio + Presfuerzo)

$$f'ci = \% f'c$$

$$\% = 0.8$$

$$f'ci = 400 \text{ kg/cm}^2$$

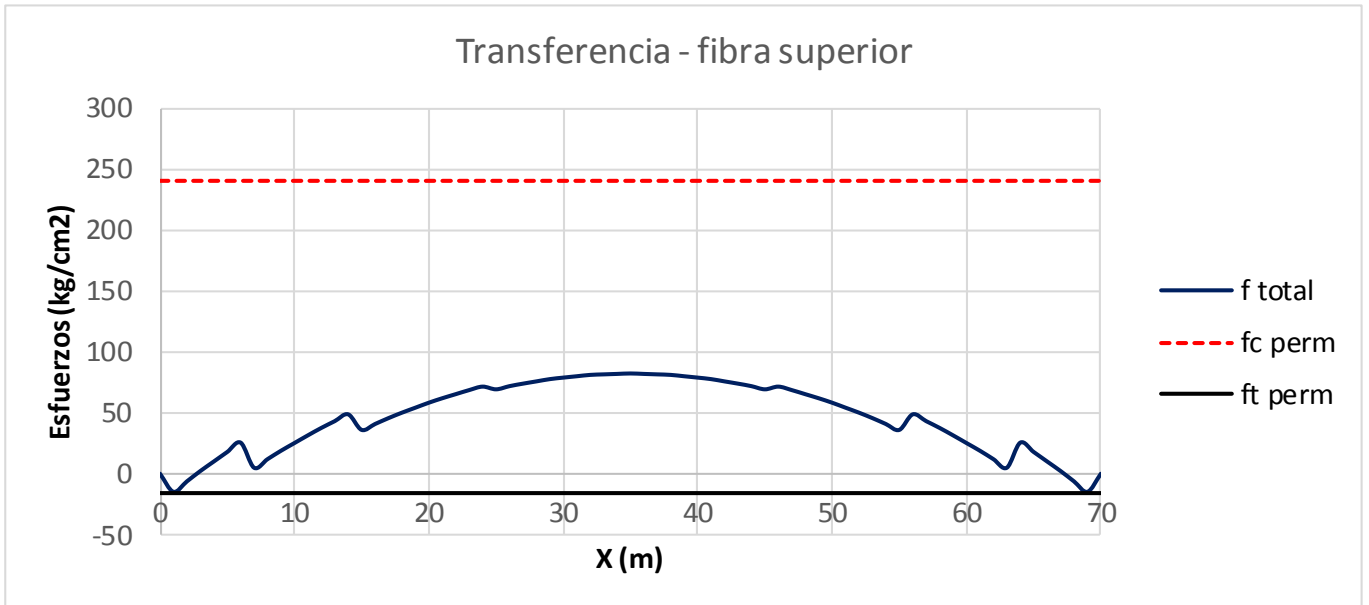
$$Ei = 280,000 \text{ kg/cm}^2$$

FIBRA SUPERIOR (kg/cm²)

X (m)	fpp	fpfzo	f total	esfuerzos permisibles	
				0.60 f'ci fc perm	0.8f'ci ^{1/2} ft perm
0.00	0.00	0.00	0.00	240.00	-16.00
1.00	8.53	-23.34	-14.81	240.00	-16.00
2.00	17.05	-23.34	-6.29	240.00	-16.00
3.00	25.52	-23.34	2.18	240.00	-16.00
4.00	33.30	-23.34	9.96	240.00	-16.00
5.00	41.09	-23.34	17.75	240.00	-16.00
6.00	48.75	-23.34	25.41	240.00	-16.00
7.00	55.79	-50.92	4.87	240.00	-16.00
8.00	62.83	-50.92	11.91	240.00	-16.00
9.00	69.69	-50.92	18.77	240.00	-16.00
10.00	75.99	-50.92	25.07	240.00	-16.00
11.00	82.29	-50.92	31.37	240.00	-16.00
12.00	88.35	-50.92	37.43	240.00	-16.00
13.00	93.91	-50.92	42.99	240.00	-16.00
14.00	99.47	-50.92	48.55	240.00	-16.00
15.00	104.72	-68.89	35.83	240.00	-16.00
16.00	109.54	-68.89	40.65	240.00	-16.00
17.00	114.36	-68.89	45.47	240.00	-16.00
18.00	118.80	-68.89	49.91	240.00	-16.00
19.00	122.88	-68.89	53.99	240.00	-16.00

X (m)	fpp	fpfzo	f total	esfuerzos permisibles	
				0.60 f'ci fc perm	0.8f'ci ^{1/2} ft perm
20.00	126.96	-68.89	58.07	240.00	-16.00
21.00	130.60	-68.89	61.71	240.00	-16.00
22.00	133.94	-68.89	65.05	240.00	-16.00
23.00	137.27	-68.89	68.38	240.00	-16.00
24.00	140.11	-68.89	71.22	240.00	-16.00
25.00	142.71	-73.70	69.01	240.00	-16.00
26.00	145.30	-73.70	71.60	240.00	-16.00
27.00	147.34	-73.70	73.64	240.00	-16.00
28.00	149.19	-73.70	75.49	240.00	-16.00
29.00	151.05	-73.70	77.35	240.00	-16.00
30.00	152.28	-73.70	78.58	240.00	-16.00
31.00	153.39	-73.70	79.69	240.00	-16.00
32.00	154.50	-73.70	80.80	240.00	-16.00
33.00	154.93	-73.70	81.23	240.00	-16.00
34.00	155.30	-73.70	81.60	240.00	-16.00
35.00	155.67	-73.70	81.97	240.00	-16.00
36.00	155.30	-73.70	81.60	240.00	-16.00
37.00	154.93	-73.70	81.23	240.00	-16.00
38.00	154.50	-73.70	80.80	240.00	-16.00
39.00	153.39	-73.70	79.69	240.00	-16.00
40.00	152.28	-73.70	78.58	240.00	-16.00
41.00	151.05	-73.70	77.35	240.00	-16.00
42.00	149.19	-73.70	75.49	240.00	-16.00
43.00	147.34	-73.70	73.64	240.00	-16.00
44.00	145.30	-73.70	71.60	240.00	-16.00
45.00	142.71	-73.70	69.01	240.00	-16.00
46.00	140.11	-68.89	71.22	240.00	-16.00
47.00	137.27	-68.89	68.38	240.00	-16.00
48.00	133.94	-68.89	65.05	240.00	-16.00
49.00	130.60	-68.89	61.71	240.00	-16.00
50.00	126.96	-68.89	58.07	240.00	-16.00
51.00	122.88	-68.89	53.99	240.00	-16.00
52.00	118.80	-68.89	49.91	240.00	-16.00
53.00	114.36	-68.89	45.47	240.00	-16.00
54.00	109.54	-68.89	40.65	240.00	-16.00
55.00	104.72	-68.89	35.83	240.00	-16.00
56.00	99.47	-50.92	48.55	240.00	-16.00
57.00	93.91	-50.92	42.99	240.00	-16.00
58.00	88.35	-50.92	37.43	240.00	-16.00
59.00	82.29	-50.92	31.37	240.00	-16.00
60.00	75.99	-50.92	25.07	240.00	-16.00
61.00	69.69	-50.92	18.77	240.00	-16.00

X (m)	fpp	fpfzo	f total	esfuerzos permisibles	
				0.60 f'ci	0.8f'ci ^{1/2}
				fc perm	ft perm
62.00	62.83	-50.92	11.91	240.00	-16.00
63.00	55.79	-50.92	4.87	240.00	-16.00
64.00	48.75	-23.34	25.41	240.00	-16.00
65.00	41.09	-23.34	17.75	240.00	-16.00
66.00	33.30	-23.34	9.96	240.00	-16.00
67.00	25.52	-23.34	2.18	240.00	-16.00
68.00	17.05	-23.34	-6.29	240.00	-16.00
69.00	8.53	-23.34	-14.81	240.00	-16.00
70.00	0.00	0.00	0.00	240.00	-16.00

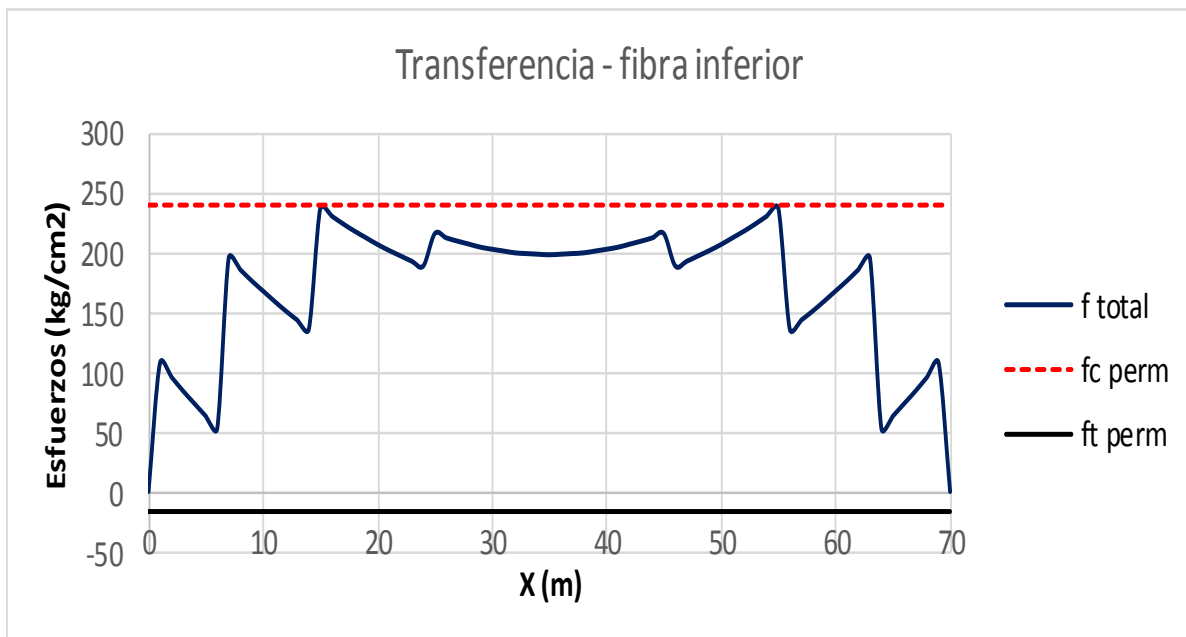


FIBRA INFERIOR (kg/cm²)

X (m)	fpp	f pfzo	f total	esfuerzos permisibles	
				0.60 f'ci	0.8f'ci ^{1/2}
				fc perm	ft perm
0.00	0.00	0.00	0.00	240.00	-16.00
1.00	-11.66	119.46	107.80	240.00	-16.00
2.00	-23.32	119.46	96.14	240.00	-16.00
3.00	-34.89	119.46	84.57	240.00	-16.00
4.00	-45.54	119.46	73.92	240.00	-16.00
5.00	-56.18	119.46	63.28	240.00	-16.00
6.00	-66.66	119.46	52.80	240.00	-16.00
7.00	-76.29	272.16	195.87	240.00	-16.00

X (m)	fpp	f pfzo	f total	esfuerzos permisibles	
				0.60 f'ci fc perm	0.8f'ci ^{1/2} ft perm
8.00	-85.92	272.16	186.24	240.00	-16.00
9.00	-95.30	272.16	176.86	240.00	-16.00
10.00	-103.91	272.16	168.25	240.00	-16.00
11.00	-112.53	272.16	159.63	240.00	-16.00
12.00	-120.81	272.16	151.35	240.00	-16.00
13.00	-128.41	272.16	143.75	240.00	-16.00
14.00	-136.02	272.16	136.14	240.00	-16.00
15.00	-143.19	380.84	237.65	240.00	-16.00
16.00	-149.78	380.84	231.06	240.00	-16.00
17.00	-156.37	380.84	224.47	240.00	-16.00
18.00	-162.45	380.84	218.39	240.00	-16.00
19.00	-168.03	380.84	212.81	240.00	-16.00
20.00	-173.61	380.84	207.23	240.00	-16.00
21.00	-178.59	380.84	202.25	240.00	-16.00
22.00	-183.15	380.84	197.69	240.00	-16.00
23.00	-187.71	380.84	193.13	240.00	-16.00
24.00	-191.59	380.84	189.25	240.00	-16.00
25.00	-195.14	411.46	216.32	240.00	-16.00
26.00	-198.69	411.46	212.77	240.00	-16.00
27.00	-201.48	411.46	209.98	240.00	-16.00
28.00	-204.01	411.46	207.45	240.00	-16.00
29.00	-206.54	411.46	204.92	240.00	-16.00
30.00	-208.23	411.46	203.23	240.00	-16.00
31.00	-209.75	411.46	201.71	240.00	-16.00
32.00	-211.27	411.46	200.19	240.00	-16.00
33.00	-211.86	411.46	199.60	240.00	-16.00
34.00	-212.37	411.46	199.09	240.00	-16.00
35.00	-212.87	411.46	198.59	240.00	-16.00
36.00	-212.37	411.46	199.09	240.00	-16.00
37.00	-211.86	411.46	199.60	240.00	-16.00
38.00	-211.27	411.46	200.19	240.00	-16.00
39.00	-209.75	411.46	201.71	240.00	-16.00
40.00	-208.23	411.46	203.23	240.00	-16.00
41.00	-206.54	411.46	204.92	240.00	-16.00
42.00	-204.01	411.46	207.45	240.00	-16.00
43.00	-201.48	411.46	209.98	240.00	-16.00
44.00	-198.69	411.46	212.77	240.00	-16.00
45.00	-195.14	411.46	216.32	240.00	-16.00
46.00	-191.59	380.84	189.25	240.00	-16.00
47.00	-187.71	380.84	193.13	240.00	-16.00
48.00	-183.15	380.84	197.69	240.00	-16.00

X (m)	fpp	f pfzo	f total	esfuerzos permisibles	
				0.60 f'ci fc perm	0.8f'ci ^{1/2} ft perm
49.00	-178.59	380.84	202.25	240.00	-16.00
50.00	-173.61	380.84	207.23	240.00	-16.00
51.00	-168.03	380.84	212.81	240.00	-16.00
52.00	-162.45	380.84	218.39	240.00	-16.00
53.00	-156.37	380.84	224.47	240.00	-16.00
54.00	-149.78	380.84	231.06	240.00	-16.00
55.00	-143.19	380.84	237.65	240.00	-16.00
56.00	-136.02	272.16	136.14	240.00	-16.00
57.00	-128.41	272.16	143.75	240.00	-16.00
58.00	-120.81	272.16	151.35	240.00	-16.00
59.00	-112.53	272.16	159.63	240.00	-16.00
60.00	-103.91	272.16	168.25	240.00	-16.00
61.00	-95.30	272.16	176.86	240.00	-16.00
62.00	-85.92	272.16	186.24	240.00	-16.00
63.00	-76.29	272.16	195.87	240.00	-16.00
64.00	-66.66	119.46	52.80	240.00	-16.00
65.00	-56.18	119.46	63.28	240.00	-16.00
66.00	-45.54	119.46	73.92	240.00	-16.00
67.00	-34.89	119.46	84.57	240.00	-16.00
68.00	-23.32	119.46	96.14	240.00	-16.00
69.00	-11.66	119.46	107.80	240.00	-16.00
70.00	0.00	0.00	0.00	240.00	-16.00



D) ESFUERZOS DE PRESFUERZO EN LA ETAPA DE SERVICIO (Carga total + Presfuerzo efectivo)

Perdidas de presfuerzo =	3,166	kg/cm2	AASTHO 1996
Esfuerzo inicial de presfuerzo =	14,250	kg/cm2	
Esfuerzo efectivo =	11,084	kg/cm2	
Fuerza efectiva del toron (Te) =	15,518	kg	
Te/Ti =	0.78		
% de perdidas =	0.22		

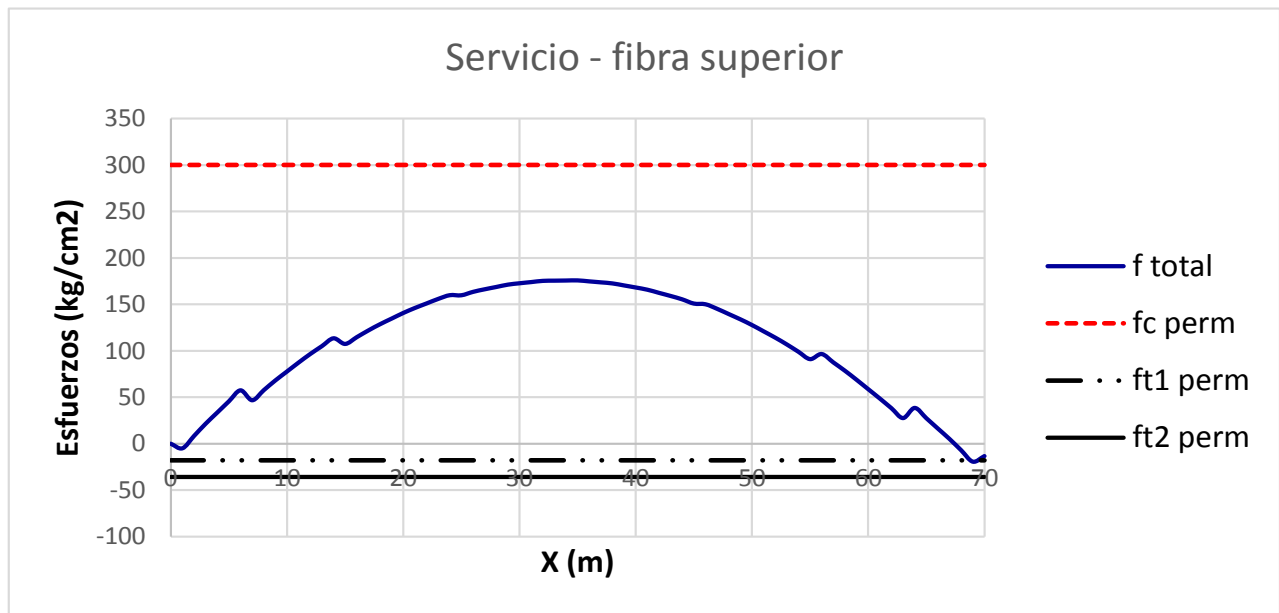
FIBRA SUPERIOR (kg/cm²)

X (m)	f carga total	f ef pfzo	f total	esfuerzos permisibles		
				0.6 f'c fc perm	0.8 f'c ^{1/2} ft1 perm	1.6 f'c ^{1/2} ft2 perm
0.00	0.00	0.00	0.00	300.00	-17.89	-35.78
1.00	13.29	-18.21	-4.92	300.00	-17.89	-35.78
2.00	26.56	-18.21	8.35	300.00	-17.89	-35.78
3.00	39.75	-18.21	21.54	300.00	-17.89	-35.78
4.00	51.78	-18.21	33.57	300.00	-17.89	-35.78
5.00	63.84	-18.21	45.63	300.00	-17.89	-35.78
6.00	75.67	-18.21	57.46	300.00	-17.89	-35.78
7.00	86.51	-39.72	46.79	300.00	-17.89	-35.78
8.00	97.35	-39.72	57.63	300.00	-17.89	-35.78
9.00	107.87	-39.72	68.15	300.00	-17.89	-35.78
10.00	117.48	-39.72	77.76	300.00	-17.89	-35.78
11.00	127.10	-39.72	87.38	300.00	-17.89	-35.78
12.00	136.31	-39.72	96.59	300.00	-17.89	-35.78
13.00	144.74	-39.72	105.02	300.00	-17.89	-35.78
14.00	153.18	-39.72	113.46	300.00	-17.89	-35.78
15.00	161.14	-53.73	107.41	300.00	-17.89	-35.78
16.00	168.41	-53.73	114.68	300.00	-17.89	-35.78
17.00	175.68	-53.73	121.95	300.00	-17.89	-35.78
18.00	182.34	-53.73	128.61	300.00	-17.89	-35.78
19.00	188.40	-53.73	134.67	300.00	-17.89	-35.78
20.00	194.46	-53.73	140.73	300.00	-17.89	-35.78
21.00	199.82	-53.73	146.09	300.00	-17.89	-35.78
22.00	204.69	-53.73	150.96	300.00	-17.89	-35.78
23.00	209.55	-53.73	155.82	300.00	-17.89	-35.78
24.00	213.60	-53.73	159.87	300.00	-17.89	-35.78
25.00	217.27	-57.49	159.78	300.00	-17.89	-35.78
26.00	220.93	-57.49	163.44	300.00	-17.89	-35.78
27.00	223.71	-57.49	166.22	300.00	-17.89	-35.78

esfuerzos permisibles

X (m)	f carga total	f ef pfzo	f total	esfuerzos permisibles		
				0.6 f'c fc perm	0.8 f'c ^{1/2} ft1 perm	1.6 f'c ^{1/2} ft2 perm
28.00	226.19	-57.49	168.70	300.00	-17.89	-35.78
29.00	228.70	-57.49	171.21	300.00	-17.89	-35.78
30.00	230.18	-57.49	172.69	300.00	-17.89	-35.78
31.00	231.47	-57.49	173.98	300.00	-17.89	-35.78
32.00	232.77	-57.49	175.28	300.00	-17.89	-35.78
33.00	233.00	-57.49	175.51	300.00	-17.89	-35.78
34.00	233.14	-57.49	175.65	300.00	-17.89	-35.78
35.00	233.27	-57.49	175.78	300.00	-17.89	-35.78
36.00	232.22	-57.49	174.73	300.00	-17.89	-35.78
37.00	231.17	-57.49	173.68	300.00	-17.89	-35.78
38.00	230.03	-57.49	172.54	300.00	-17.89	-35.78
39.00	227.84	-57.49	170.35	300.00	-17.89	-35.78
40.00	225.64	-57.49	168.15	300.00	-17.89	-35.78
41.00	223.25	-57.49	165.76	300.00	-17.89	-35.78
42.00	219.88	-57.49	162.39	300.00	-17.89	-35.78
43.00	216.52	-57.49	159.03	300.00	-17.89	-35.78
44.00	212.87	-57.49	155.38	300.00	-17.89	-35.78
45.00	208.35	-57.49	150.86	300.00	-17.89	-35.78
46.00	203.82	-53.73	150.09	300.00	-17.89	-35.78
47.00	198.94	-53.73	145.21	300.00	-17.89	-35.78
48.00	193.28	-53.73	139.55	300.00	-17.89	-35.78
49.00	187.62	-53.73	133.89	300.00	-17.89	-35.78
50.00	181.49	-53.73	127.76	300.00	-17.89	-35.78
51.00	174.70	-53.73	120.97	300.00	-17.89	-35.78
52.00	167.92	-53.73	114.19	300.00	-17.89	-35.78
53.00	160.58	-53.73	106.85	300.00	-17.89	-35.78
54.00	152.68	-53.73	98.95	300.00	-17.89	-35.78
55.00	144.78	-53.73	91.05	300.00	-17.89	-35.78
56.00	136.25	-39.72	96.53	300.00	-17.89	-35.78
57.00	127.23	-39.72	87.51	300.00	-17.89	-35.78
58.00	118.24	-39.72	78.52	300.00	-17.89	-35.78
59.00	108.51	-39.72	68.79	300.00	-17.89	-35.78
60.00	98.44	-39.72	58.72	300.00	-17.89	-35.78
61.00	88.36	-39.72	48.64	300.00	-17.89	-35.78
62.00	77.91	-39.72	38.19	300.00	-17.89	-35.78
63.00	67.32	-39.72	27.60	300.00	-17.89	-35.78
64.00	56.73	-18.21	38.52	300.00	-17.89	-35.78
65.00	45.66	-18.21	27.45	300.00	-17.89	-35.78
66.00	34.45	-18.21	16.24	300.00	-17.89	-35.78
67.00	23.28	-18.21	5.07	300.00	-17.89	-35.78

X (m)	f carga total	f ef pfzo	f total	esfuerzos permisibles		
				$0.6 f'c$ fc perm	$0.8 f'c^{1/2}$ ft1 perm	$1.6 f'c^{1/2}$ ft2 perm
68.00	11.12	-18.21	-7.09	300.00	-17.89	-35.78
69.00	-1.09	-18.21	-19.30	300.00	-17.89	-35.78
70.00	-13.33	0.00	-13.33	300.00	-17.89	-35.78



FIBRA INFERIOR (kg/cm²)

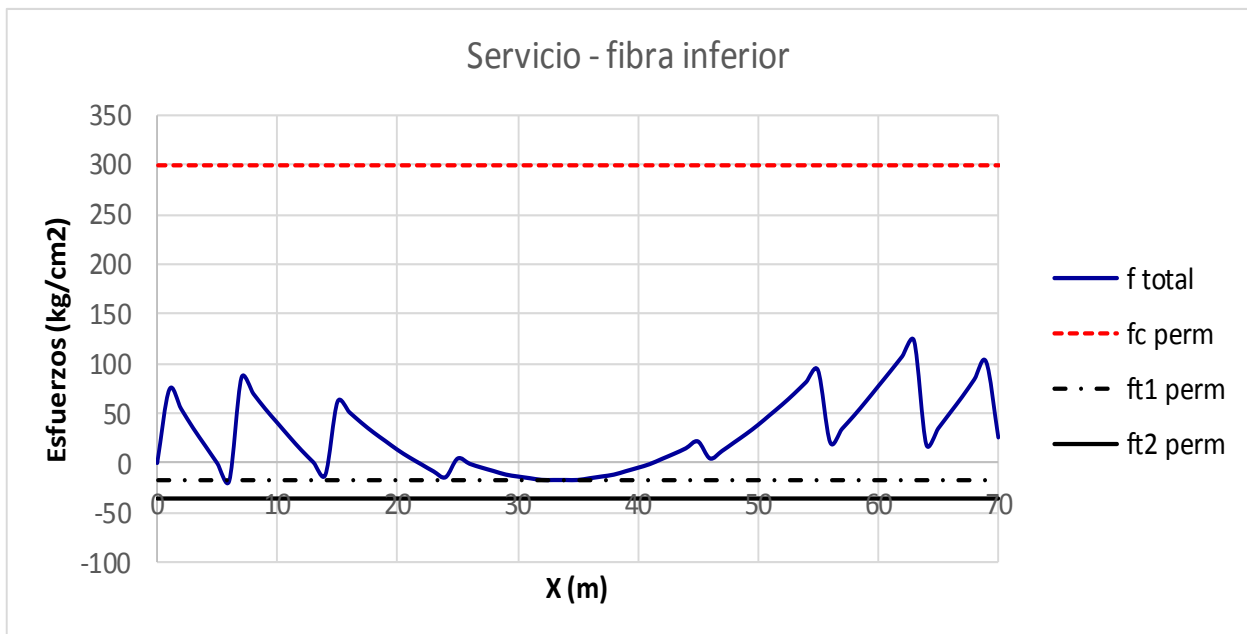
X (m)	f carga total	f ef pfzo	f total	esfuerzos permisibles		
				$0.6 f'c$ fc perm	$0.8 f'c^{1/2}$ ft perm	$1.6 f'c^{1/2}$ ft perm
0.00	0.00	0.00	0.00	300.00	-17.89	-35.78
1.00	-19.50	93.18	73.68	300.00	-17.89	-35.78
2.00	-38.99	93.18	54.19	300.00	-17.89	-35.78
3.00	-58.34	93.18	34.84	300.00	-17.89	-35.78
4.00	-75.96	93.18	17.22	300.00	-17.89	-35.78
5.00	-93.60	93.18	-0.42	300.00	-17.89	-35.78
6.00	-110.95	93.18	-17.77	300.00	-17.89	-35.78
7.00	-126.78	212.28	85.50	300.00	-17.89	-35.78
8.00	-142.62	212.28	69.66	300.00	-17.89	-35.78
9.00	-158.00	212.28	54.28	300.00	-17.89	-35.78
10.00	-172.00	212.28	40.28	300.00	-17.89	-35.78
11.00	-186.02	212.28	26.26	300.00	-17.89	-35.78
12.00	-199.45	212.28	12.83	300.00	-17.89	-35.78
13.00	-211.71	212.28	0.57	300.00	-17.89	-35.78
14.00	-224.00	212.28	-11.72	300.00	-17.89	-35.78

esfuerzos permisibles

X (m)	f carga total	f ef pfzo	f total	esfuerzos permisibles		
				0.6 f'c fc perm	0.8 f'c ^{1/2} ft perm	1.6 f'c ^{1/2} ft perm
15.00	-235.55	297.06	61.51	300.00	-17.89	-35.78
16.00	-246.12	297.06	50.94	300.00	-17.89	-35.78
17.00	-256.70	297.06	40.36	300.00	-17.89	-35.78
18.00	-266.35	297.06	30.71	300.00	-17.89	-35.78
19.00	-275.11	297.06	21.95	300.00	-17.89	-35.78
20.00	-283.87	297.06	13.19	300.00	-17.89	-35.78
21.00	-291.59	297.06	5.47	300.00	-17.89	-35.78
22.00	-298.58	297.06	-1.52	300.00	-17.89	-35.78
23.00	-305.56	297.06	-8.50	300.00	-17.89	-35.78
24.00	-311.35	297.06	-14.29	300.00	-17.89	-35.78
25.00	-316.55	320.94	4.39	300.00	-17.89	-35.78
26.00	-321.75	320.94	-0.81	300.00	-17.89	-35.78
27.00	-325.65	320.94	-4.71	300.00	-17.89	-35.78
28.00	-329.10	320.94	-8.16	300.00	-17.89	-35.78
29.00	-332.61	320.94	-11.67	300.00	-17.89	-35.78
30.00	-334.57	320.94	-13.63	300.00	-17.89	-35.78
31.00	-336.27	320.94	-15.33	300.00	-17.89	-35.78
32.00	-337.98	320.94	-17.04	300.00	-17.89	-35.78
33.00	-338.10	320.94	-17.16	300.00	-17.89	-35.78
34.00	-338.10	320.94	-17.16	300.00	-17.89	-35.78
35.00	-338.09	320.94	-17.15	300.00	-17.89	-35.78
36.00	-336.33	320.94	-15.39	300.00	-17.89	-35.78
37.00	-334.57	320.94	-13.63	300.00	-17.89	-35.78
38.00	-332.69	320.94	-11.75	300.00	-17.89	-35.78
39.00	-329.23	320.94	-8.29	300.00	-17.89	-35.78
40.00	-325.79	320.94	-4.85	300.00	-17.89	-35.78
41.00	-322.06	320.94	-1.12	300.00	-17.89	-35.78
42.00	-316.91	320.94	4.03	300.00	-17.89	-35.78
43.00	-311.76	320.94	9.18	300.00	-17.89	-35.78
44.00	-306.18	320.94	14.76	300.00	-17.89	-35.78
45.00	-299.32	320.94	21.62	300.00	-17.89	-35.78
46.00	-292.48	297.06	4.58	300.00	-17.89	-35.78
47.00	-285.07	297.06	11.99	300.00	-17.89	-35.78
48.00	-276.56	297.06	20.50	300.00	-17.89	-35.78
49.00	-268.04	297.06	29.02	300.00	-17.89	-35.78
50.00	-258.84	297.06	38.22	300.00	-17.89	-35.78
51.00	-248.67	297.06	48.39	300.00	-17.89	-35.78
52.00	-238.50	297.06	58.56	300.00	-17.89	-35.78
53.00	-227.53	297.06	69.53	300.00	-17.89	-35.78

esfuerzos permisibles

X (m)	f carga total	f ef pfzo	f total	$0.6 f'c$ fc perm	$0.8 f'c^{1/2}$ ft perm	$1.6 f'c^{1/2}$ ft perm
54.00	-215.75	297.06	81.31	300.00	-17.89	-35.78
55.00	-203.97	297.06	93.09	300.00	-17.89	-35.78
56.00	-191.32	212.28	20.96	300.00	-17.89	-35.78
57.00	-177.91	212.28	34.37	300.00	-17.89	-35.78
58.00	-164.55	212.28	47.73	300.00	-17.89	-35.78
59.00	-150.16	212.28	62.12	300.00	-17.89	-35.78
60.00	-135.25	212.28	77.03	300.00	-17.89	-35.78
61.00	-120.34	212.28	91.94	300.00	-17.89	-35.78
62.00	-105.10	212.28	107.18	300.00	-17.89	-35.78
63.00	-89.74	212.28	122.54	300.00	-17.89	-35.78
64.00	-74.38	93.18	18.80	300.00	-17.89	-35.78
65.00	-58.49	93.18	34.69	300.00	-17.89	-35.78
66.00	-42.52	93.18	50.66	300.00	-17.89	-35.78
67.00	-26.54	93.18	66.64	300.00	-17.89	-35.78
68.00	-9.20	93.18	83.98	300.00	-17.89	-35.78
69.00	8.27	93.18	101.45	300.00	-17.89	-35.78
70.00	25.74	0.00	25.74	300.00	-17.89	-35.78



**E) ESTADO LIMITE DE FALLA
REVISIÓN POR MOMENTO FLEXIONANTE**

Esfuerzo efectivo del presfuerzo

$$f_{ef} \text{ pfzo} = (1 - \% \text{pérdidas}) f_i$$

$$f_{ef} \text{ pfzo} = 11,115.00 \text{ kg/cm}^2$$

Deformación inicial del presfuerzo

$$\epsilon_i = f_{ef} / E_p = 0.0059$$

Para el momento máximo

a=	37.02	cm	
t=	20.00	cm	espesor de la losa
y = a - t =	17.02	cm	
$\beta_1 =$	0.85		
c = a/ β_1	43.55	cm	

	Lecho	#tor	yi	ϵ_{sp}	$\epsilon_{t \text{ p esp}}$	fs	T = As fs	T*yi
Acero de presfuerzo TENSION								
	1	88	5	0.0187	0.0246	19,000	2,340,800	11,704,000
	2	88	10	0.0184	0.0243	19,000	2,340,800	23,408,000
	3	88	15	0.0180	0.0239	19,000	2,340,800	35,112,000
	4	88	20	0.0177	0.0236	19,000	2,340,800	46,816,000
	5	10	25	0.0173	0.0232	19,000	266,000	6,650,000

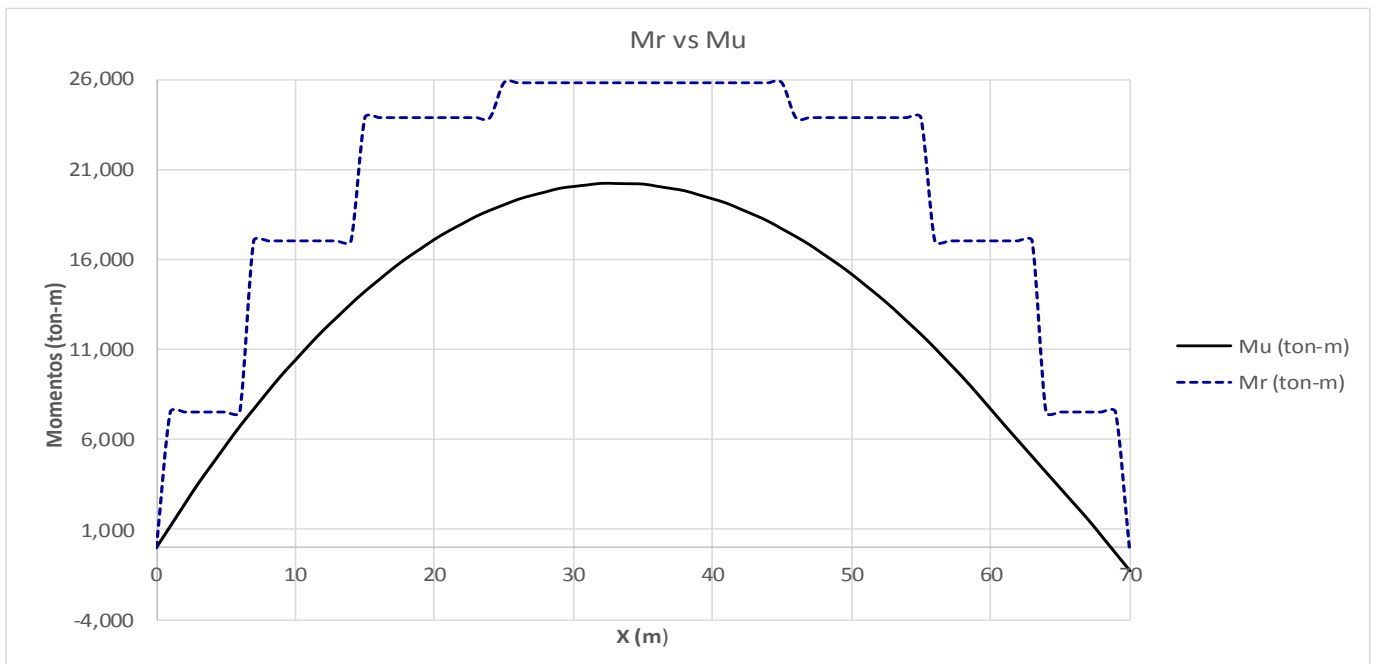
Acero de refuerzo TENSION		#vars						
	1	2	5	0.0187		4,200.00	16,716.00	83,580.00

diámetro de la varilla

#var	5				T = Asp fsp =	9,645,916.00	kg
db =	1.59	cm			C1 = 0.85f'closa *t*b =	3,570,000.00	kg
as =	1.99	cm2			C2 = 0.85*f'ctrabe*y*b' =	6,076,140.00	kg
					yg =	12.83	cm
					d = h - yg	307.17	cm
					Mr =	25,798.29	t-m

X (m)	Mu (ton-m)	#tor	a (cm)	T (kg)	d (cm)	Mr (t-m)	
0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	
1	1,185.76	102	15.30	2,729,916	314.32	7,534.65	Mu ≤ Mr, OK
2	2,371.55	102	15.30	2,729,916	314.32	7,534.65	Mu ≤ Mr, OK
3	3,547.53	102	15.30	2,729,916	314.32	7,534.65	Mu ≤ Mr, OK
4	4,615.59	102	15.30	2,729,916	314.32	7,534.65	Mu ≤ Mr, OK
5	5,683.67	102	15.30	2,729,916	314.32	7,534.65	Mu ≤ Mr, OK
6	6,733.06	102	15.30	2,729,916	314.32	7,534.65	Mu ≤ Mr, OK
7	7,689.27	236	27.64	6,294,316	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
8	8,645.51	236	27.64	6,294,316	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
9	9,573.03	236	27.64	6,294,316	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
10	10,414.79	236	27.64	6,294,316	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
11	11,256.57	236	27.64	6,294,316	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
12	12,062.91	236	27.64	6,294,316	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
13	12,798.73	236	27.64	6,294,316	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
14	13,534.59	236	27.64	6,294,316	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
15	14,227.72	334	34.94	8,901,116	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
16	14,861.42	334	34.94	8,901,116	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
17	15,495.09	334	34.94	8,901,116	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
18	16,071.88	334	34.94	8,901,116	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
19	16,592.11	334	34.94	8,901,116	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
20	17,112.34	334	34.94	8,901,116	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
21	17,569.21	334	34.94	8,901,116	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
22	17,981.14	334	34.94	8,901,116	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
23	18,393.07	334	34.94	8,901,116	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
24	18,730.45	334	34.94	8,901,116	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
25	19,030.92	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
26	19,331.41	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
27	19,552.86	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
28	19,748.34	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
29	19,947.33	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
30	20,048.83	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
31	20,136.11	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
32	20,223.35	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
33	20,215.94	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
34	20,200.22	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
35	20,184.32	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
36	20,061.75	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
37	19,939.03	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
38	19,808.20	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
39	19,584.60	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
40	19,360.97	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
41	19,120.45	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
42	18,793.68	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
43	18,466.96	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
44	18,115.11	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK

X (m)	Mu (ton-m)	#tor	a (cm)	T (kg)	d (cm)	Mr (t-m)	
45	17,686.88	362	37.02	9,645,916	307.17	25,798.29	Mu ≤ Mr, OK
46	17,258.68	334	34.94	8,901,116	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
47	16,797.68	334	34.94	8,901,116	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
48	16,270.45	334	34.94	8,901,116	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
49	15,743.19	334	34.94	8,901,116	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
50	15,175.97	334	34.94	8,901,116	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
51	14,552.37	334	34.94	8901116.00	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
52	13,928.73	334	34.94	8901116.00	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
53	13,258.48	334	34.94	8901116.00	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
54	12,541.26	334	34.94	8901116.00	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
55	11,824.02	334	34.94	8901116.00	307.92	23,866.38	Mu ≤ Mr, OK
56	11,056.20	236	27.64	6294316.00	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
57	10,246.22	236	27.64	6294316.00	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
58	9,438.36	236	27.64	6294316.00	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
59	8,572.87	236	27.64	6294316.00	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
60	7,678.50	236	27.64	6294316.00	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
61	6,784.07	236	27.64	6294316.00	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
62	5,905.57	236	27.64	6294316.00	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
63	5,032.22	236	27.64	6294316.00	310.60	17,028.64	Mu ≤ Mr, OK
64	4,158.88	102	15.3	2729916.00	314.32	7,534.65	Mu ≤ Mr, OK
65	3,289.76	102	15.3	2729916.00	314.32	7,534.65	Mu ≤ Mr, OK
66	2,421.41	102	15.3	2729916.00	314.32	7,534.65	Mu ≤ Mr, OK
67	1,553.08	102	15.3	2729916.00	314.32	7,534.65	Mu ≤ Mr, OK
68	610.56	102	15.3	2729916.00	314.32	7,534.65	Mu ≤ Mr, OK
69	-338.75	102	15.3	2729916.00	314.32	7,534.65	Mu ≤ Mr, OK
70	-1,288.01	0	0	0.00	0.00	0.00	



DISEÑO POR CORTANTE

H =	220.00		$vcr = \phi 2.2f'c^{1/2} =$	36.90
bmin =	25.00		$vcr = \phi 0.53f'c^{1/2} =$	8.89
			$\phi =$	0.75
Estribo # =	4.00			
db =	1.27	cm		
as =	1.27	cm ²		
# de ramas =	2.00			

X	Vu (ton)	d (cm)	vu (kg/cm2)	vcr (kg/cm2)	S (cm)
0.00	-911.79	314.32	-116.03	8.89	-2.61
1.00	-887.85	314.32	-112.99	8.89	-2.67
2.00	-863.93	314.32	-109.94	8.89	-2.74
3.00	-828.82	314.32	-105.47	8.89	-2.85
4.00	-804.90	314.32	-102.43	8.89	-2.93
5.00	-780.97	314.32	-99.39	8.89	-3.02
6.00	-745.88	314.32	-94.92	8.89	-3.15
7.00	-721.96	310.60	-92.98	8.89	-3.21
8.00	-698.03	310.60	-89.89	8.89	-3.31
9.00	-662.94	310.60	-85.38	8.89	-3.48
10.00	-639.01	310.60	-82.29	8.89	-3.60
11.00	-615.09	310.60	-79.21	8.89	-3.73
12.00	-577.88	310.60	-74.42	8.89	-3.95
13.00	-553.94	310.60	-71.34	8.89	-4.10
14.00	-530.02	310.60	-68.26	8.89	-4.27
15.00	-482.23	307.92	-62.64	8.89	-4.62
16.00	-458.30	307.92	-59.53	8.89	-4.83
17.00	-434.38	307.92	-56.43	8.89	-5.07
18.00	-385.19	307.92	-50.04	8.89	-5.64
19.00	-361.27	307.92	-46.93	8.89	-5.97
20.00	-350.33	307.92	-45.51	8.89	-6.13
21.00	-285.16	307.92	-37.04	8.89	-7.32
22.00	-261.24	307.92	-33.94	8.89	-7.88
23.00	-237.29	307.92	-30.82	8.89	-8.54
24.00	-184.31	307.92	-23.94	8.89	-10.46
25.00	-160.39	307.17	-20.89	8.89	-11.61
26.00	-136.45	307.17	-17.77	8.89	-13.10
27.00	-83.13	307.17	-10.83	8.89	-18.29
28.00	-59.20	307.17	-7.71	8.89	-22.26
29.00	-35.26	307.17	-4.59	8.89	-28.43
30.00	17.81	307.17	2.32	8.89	-73.61
31.00	41.73	307.17	5.43	8.89	-258.62
32.00	65.66	307.17	8.55	8.89	170.01
33.00	118.46	307.17	15.43	8.89	36.52

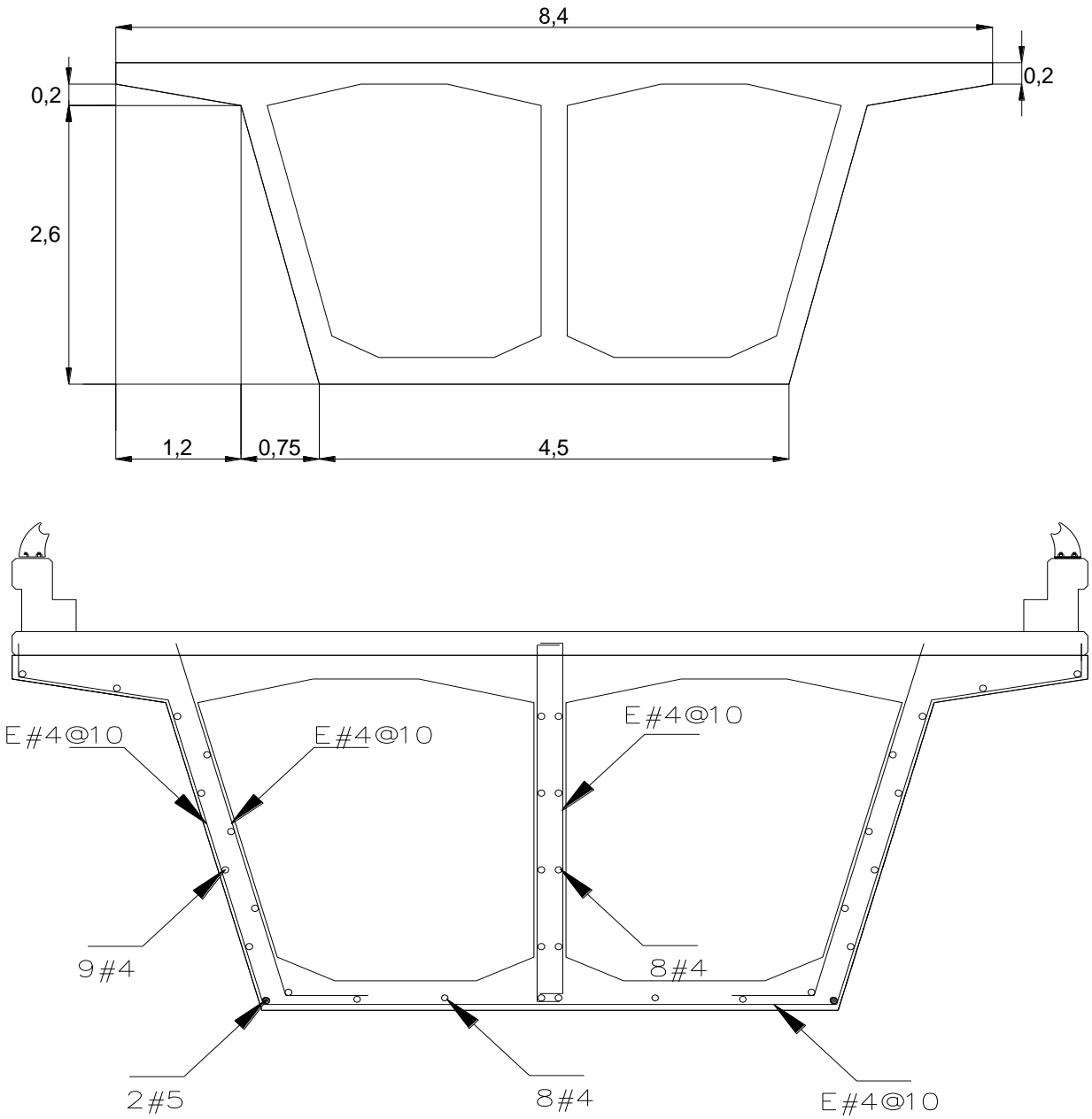
X	Vu (ton)	d (cm)	vu (kg/cm2)	vcr (kg/cm2)	S (cm)
34.00	142.38	307.17	18.54	8.89	26.96
35.00	166.20	307.17	21.64	8.89	21.38
36.00	218.60	307.17	28.47	8.89	14.68
37.00	242.52	307.17	31.58	8.89	12.85
38.00	283.48	307.17	36.92	8.89	10.58
39.00	318.58	307.17	41.49	8.89	9.19
40.00	342.50	307.17	44.60	8.89	8.44
41.00	383.00	307.17	49.87	8.89	7.41
42.00	418.10	307.17	54.45	8.89	6.70
43.00	442.04	307.17	57.56	8.89	6.29
44.00	482.11	307.17	62.78	8.89	5.70
45.00	517.21	307.17	67.35	8.89	5.27
46.00	541.13	307.92	70.29	8.89	5.03
47.00	591.90	307.92	76.89	8.89	4.56
48.00	615.85	307.92	80.00	8.89	4.36
49.00	639.77	307.92	83.11	8.89	4.19
50.00	689.97	307.92	89.63	8.89	3.86
51.00	713.90	307.92	92.74	8.89	3.72
52.00	737.82	307.92	95.85	8.89	3.59
53.00	787.44	307.92	102.29	8.89	3.35
54.00	811.36	307.92	105.40	8.89	3.24
55.00	835.30	307.92	108.51	8.89	3.14
56.00	884.32	310.60	113.89	8.89	2.98
57.00	908.24	310.60	116.97	8.89	2.90
58.00	932.19	310.60	120.05	8.89	2.82
59.00	980.57	310.60	126.28	8.89	2.68
60.00	1,004.49	310.60	129.36	8.89	2.61
61.00	1,028.43	310.60	132.44	8.89	2.54
62.00	1,076.11	310.60	138.58	8.89	2.43
63.00	1,100.04	310.60	141.67	8.89	2.37
64.00	1,123.96	314.32	143.03	8.89	2.35
65.00	1,170.86	314.32	149.00	8.89	2.25
66.00	1,194.79	314.32	152.05	8.89	2.20
67.00	1,218.71	314.32	155.09	8.89	2.16
68.00	1,264.87	314.32	160.97	8.89	2.07
69.00	1,288.79	314.32	164.01	8.89	2.03
70.00	1,312.72	314.32	167.06	8.89	2.00

Revisión de la sección compuesta

$$\begin{aligned}
 T &= 9,645,916.00 \text{ kg} \\
 T/m &= 275,597.60 \text{ kg/m} \\
 A_s &= (T/m)/(0.9f_y) = 72.91 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \text{Estribo \#} &= 4.00 \\
 db &= 1.27 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

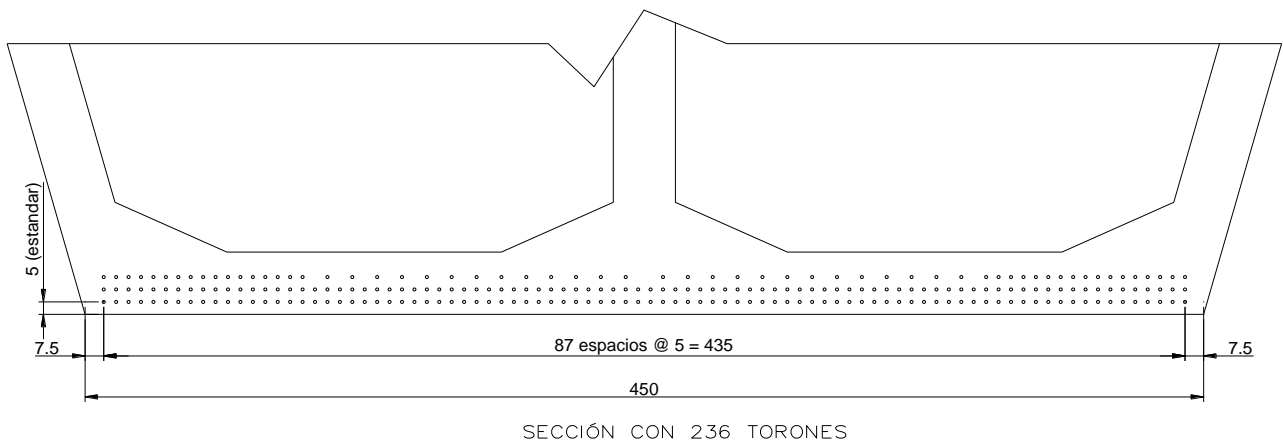
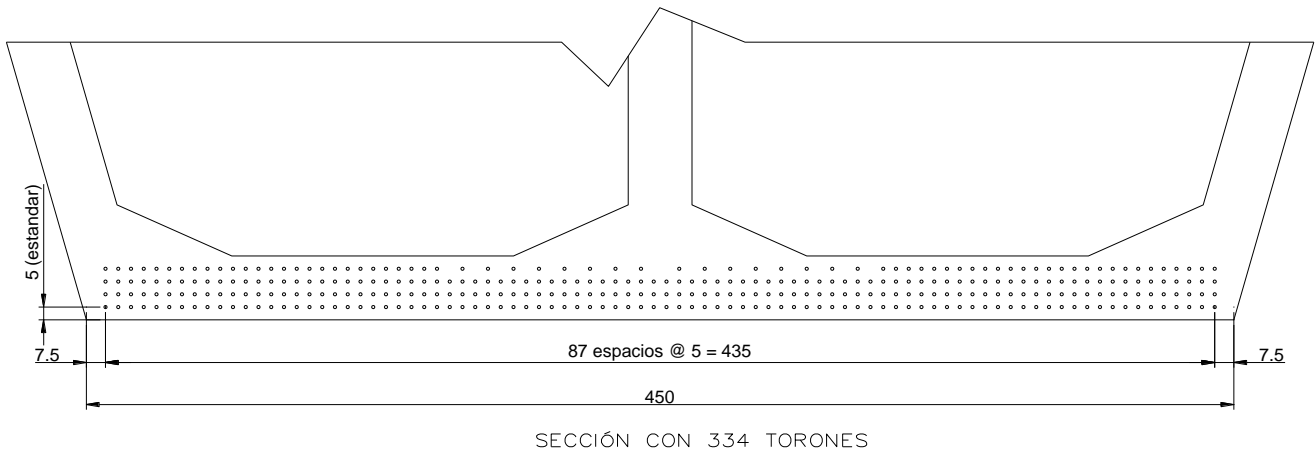
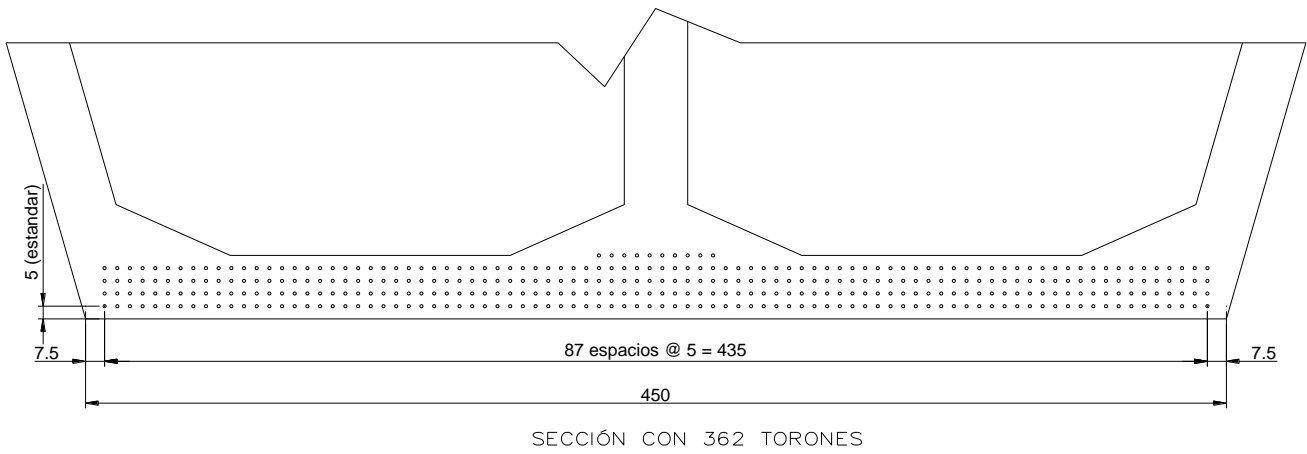
as =	1.27	cm ²
# de ramas =	2.00	
S =	3.48	cm

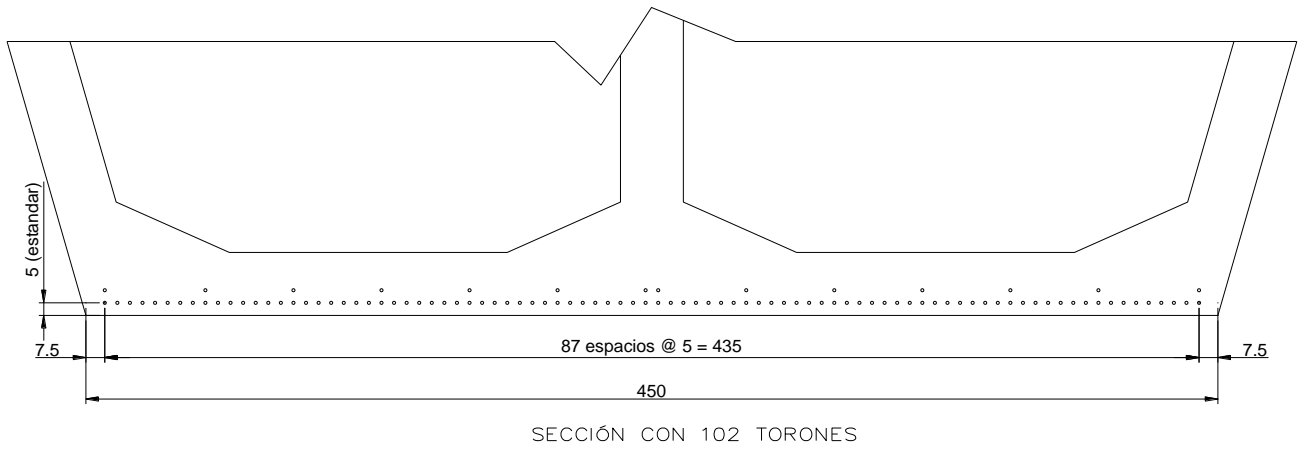
Dimensiones y armados:



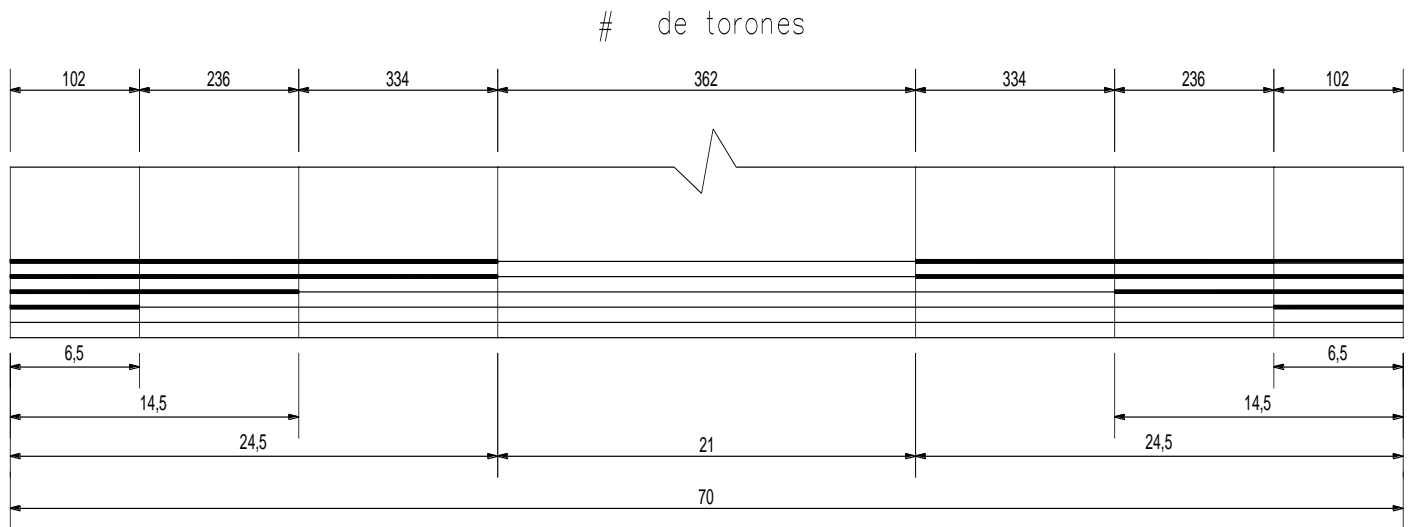
Arreglo de los torones:

a) Torones a tensión





Enductado de torones



Las dimensiones mostradas para enductar los torones ya consideran la longitud de transferencia necesaria, que en este caso se considera de 50ϕ del torón.

b) Acero de refuerzo a compresión

Revisión de la sección propuesta:

Datos:

- Ancho (b) = 450 cm
- Peralte (h) = 320 cm
- Recubrimiento (r) = 5 cm
- Peralte efectivo (d) = 315 cm
- Vars # = 8
- No varillas = 120
- $A_s = 608.05 \text{ cm}^2$
- $f'_c = 500 \text{ kg/cm}^2$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.9$$

$$\beta_1 = 0.69$$

Revisión por flexión:

$$a = A_s f_y / 0.85 f'_c b = 13.35 \text{ cm} \quad \text{como es menor a 25 cm se puede considerar sección rectangular.}$$

Refuerzo mínimo por flexión:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.8 f'_c^{(1/2)} / f_y = 0.0043$$

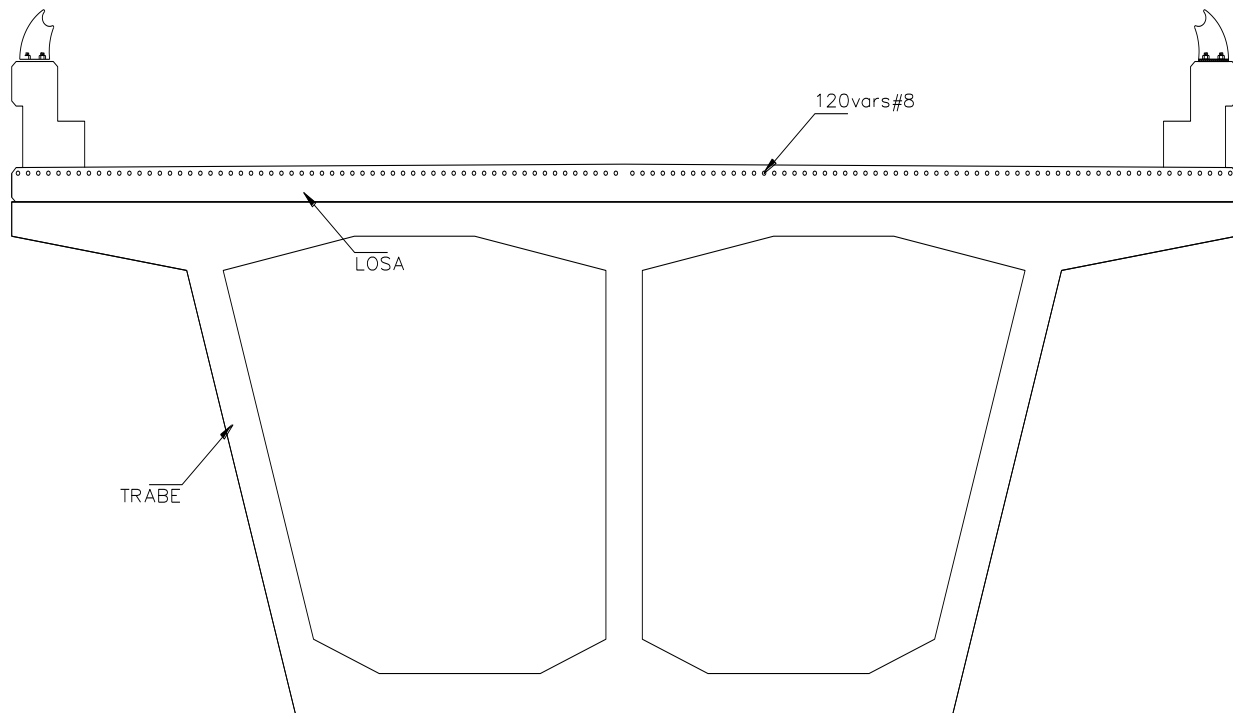
$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \rho_b = 0.0308$$

$$\rho_b = (\beta_1 * 0.85 f'_c / f_y) * (6000 / 6000 + f_y) = 0.0411$$

$$M_r = \phi b d^2 f'_c w (1 - 0.59 w) = 7,099 \text{ ton-m} > M_u = 4,358 \text{ ton-m}$$

$$\rho = A_s / b d = 0.0043$$

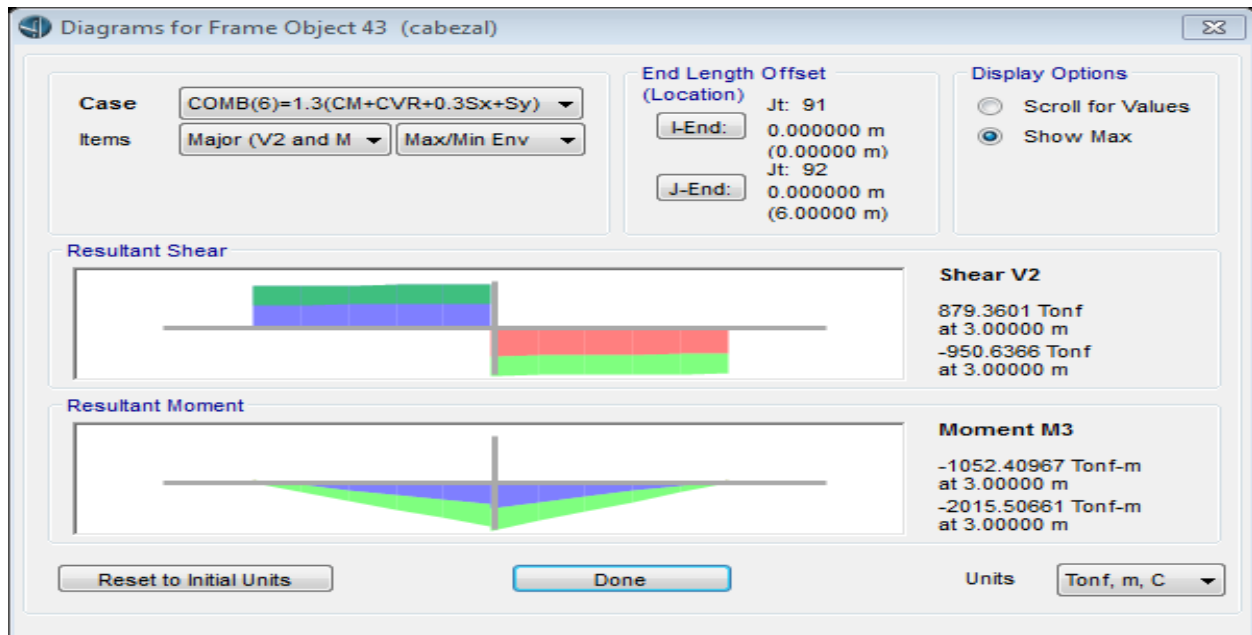
$$w = \rho (f_y / f'_c) = 0.0361$$



Este refuerzo a compresión se colocara en las continuidades con una longitud de cinco metros antes y después de cada apoyo.

7.- DISEÑO DE SUBESTRUCTURA

7.1.- Diseño de Cabezal

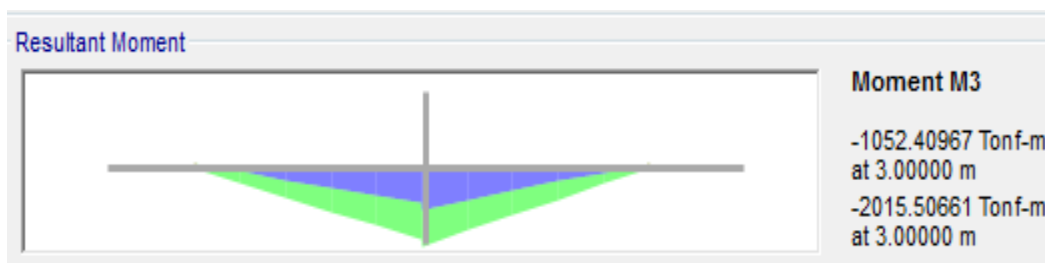


Revisión de la sección propuesta:

Datos:

Ancho (b) =	250	cm
Peralte (h) =	250	cm
Área total (Ag) =	62,500	cm ²
Recubrimiento (r) =	5	cm
Peralte efectivo (d) =	245	cm
Vars # =	8	
No varillas =	46	
As =	233.09	cm ²
f'c=	300	kg/cm ²
fy=	4,200	kg/cm ²
φ =	0.9	
β1 =	0.85	

Revisión por flexión:



Refuerzo mínimo por flexión:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.8f'c^{(1/2)}/f_y = 0.0033$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75\rho_b = 0.0228$$

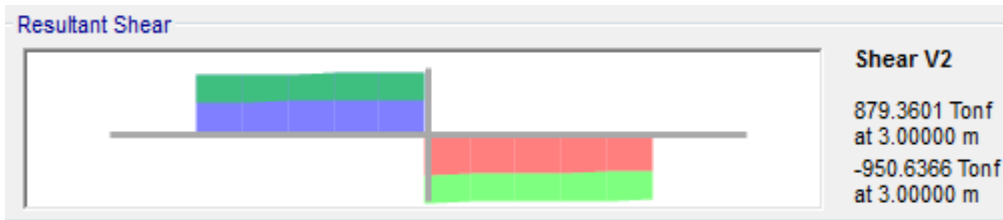
$$\rho_b = (\beta_1 * 0.85f'c/f_y) * (6000/6000 + f_y) = 0.0304$$

$$M_r = \phi b d^2 f'c w (1 - 0.59w) = 2,088 \text{ ton-m} > M_u = 2,015 \text{ ton-m}$$

$$\rho = A_s/bd = 0.0038$$

$$w = \rho (f_y/f'c) = 0.0532$$

Revisión por cortante:



$$V_u = 950.00 \text{ ton}$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_c = \phi * 0.53f'c^{(1/2)}bd = 422 \text{ ton}$$

$$V_s = (V_u - \phi V_c) = 528 \text{ ton}$$

$$\phi 2.2f'c^{(1/2)}bd = 1,750 \text{ ton}$$

Como $V_s < 2.2f'c^{(1/2)}bd$ La sección es adecuada

$$0.5V_c = 211 \text{ ton}$$

$$\text{Como } V_c < V_u \quad 422 < 950.00$$

$$\phi 1.1f'c^{(1/2)}bd = 875 \text{ ton}$$

$$\phi 2.2f'c^{(1/2)}bd = 1,750 \text{ ton}$$

$$V_s = (V_u - \phi V_c) = 528 \text{ ton}$$

Para $(V_u - \phi V_c) \leq \phi 1.1f'c^{(1/2)}bd$

$$s = (d/2) = 123 \text{ cm}$$

$$s = 61 \text{ cm}$$

La separación máxima será 60 cm

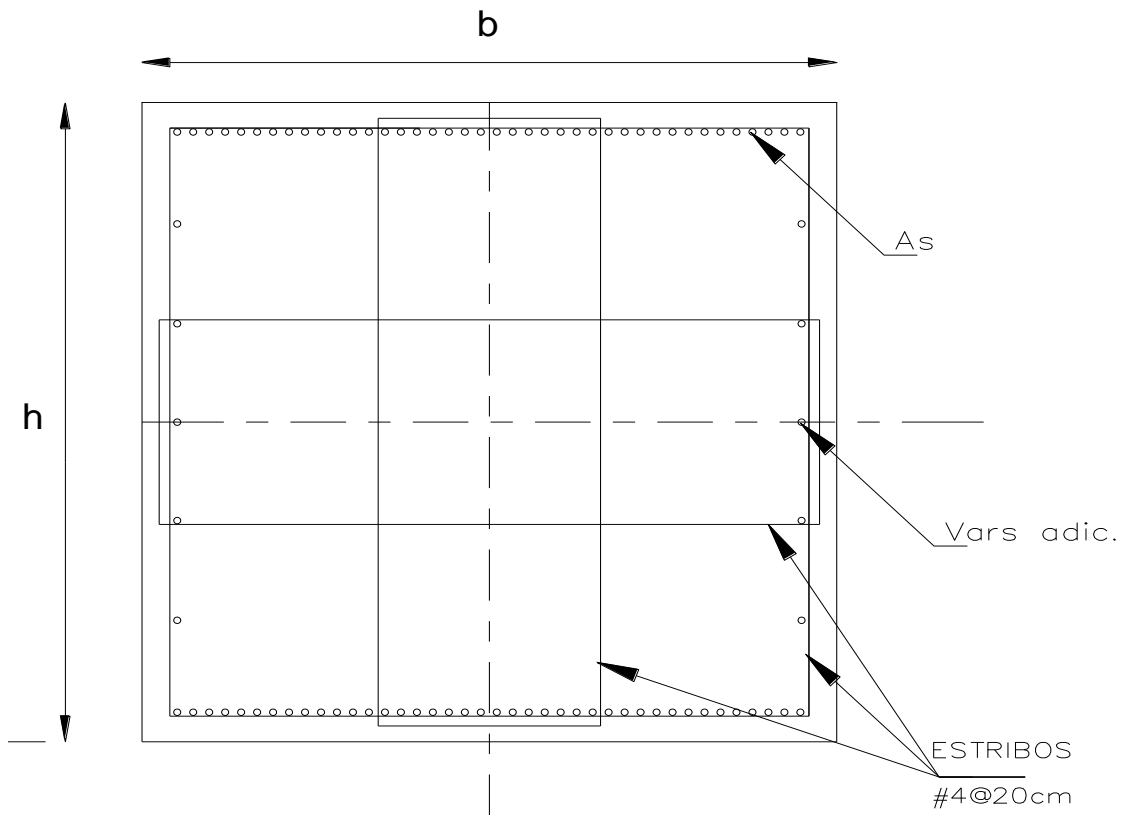
$$A_v = (V_u - \phi V_c) s / \phi f_y d = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{v\text{mín}} = 0.2 f_c^{1/2} b s / f_y = 13 \text{ cm}^2$$

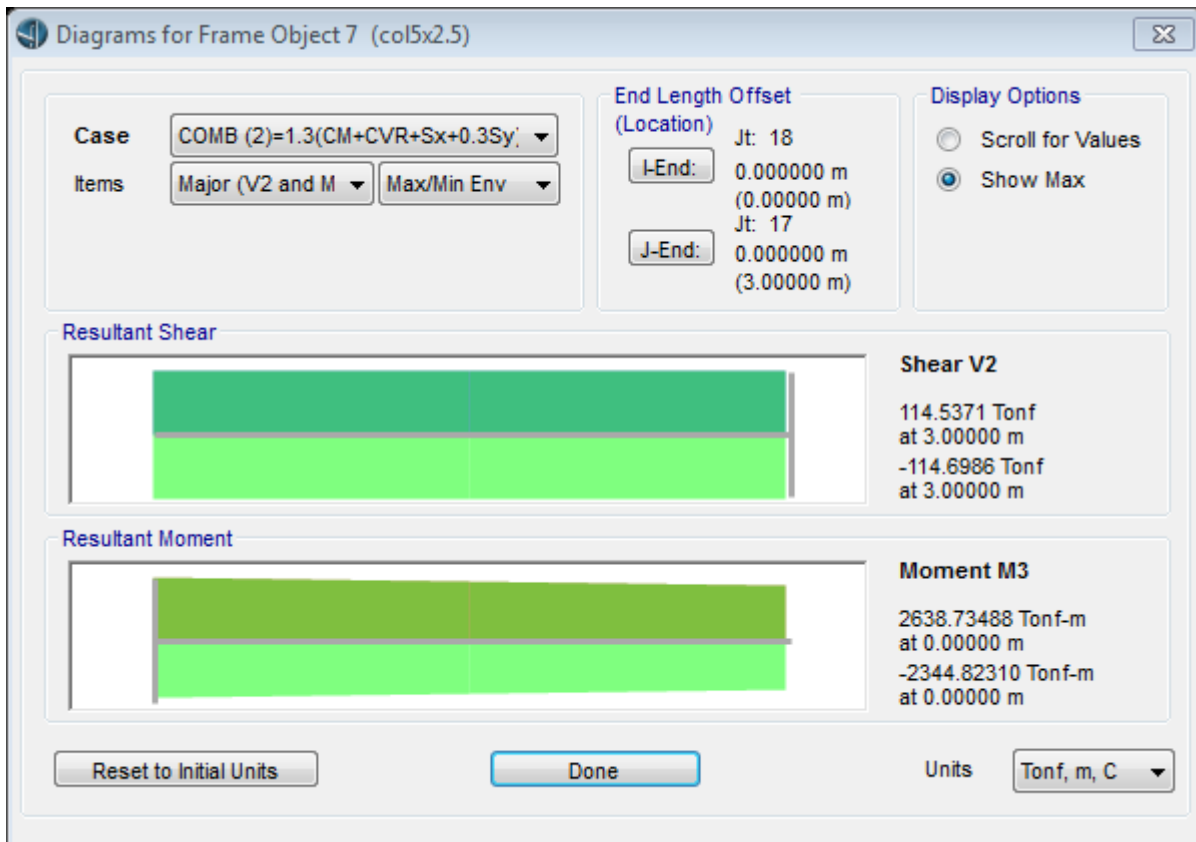
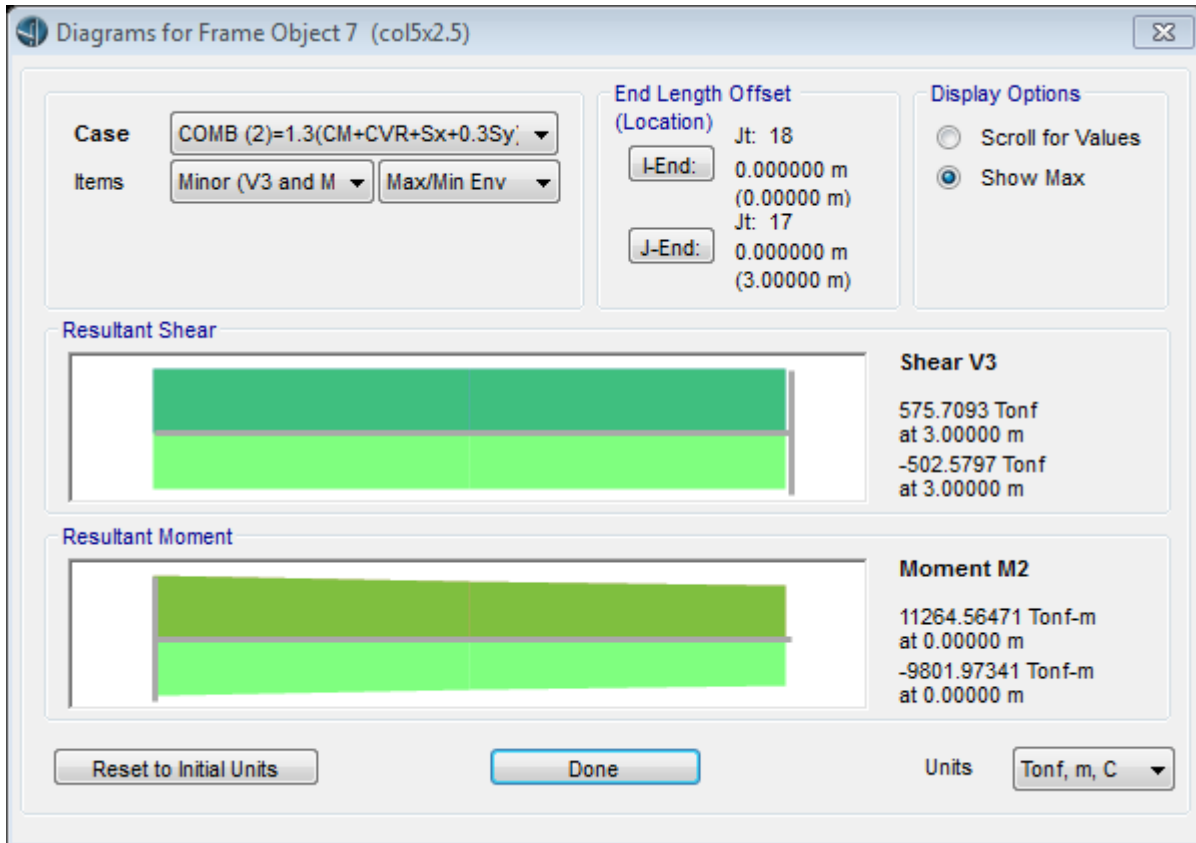
Usando vars # 4 # estribos = 2

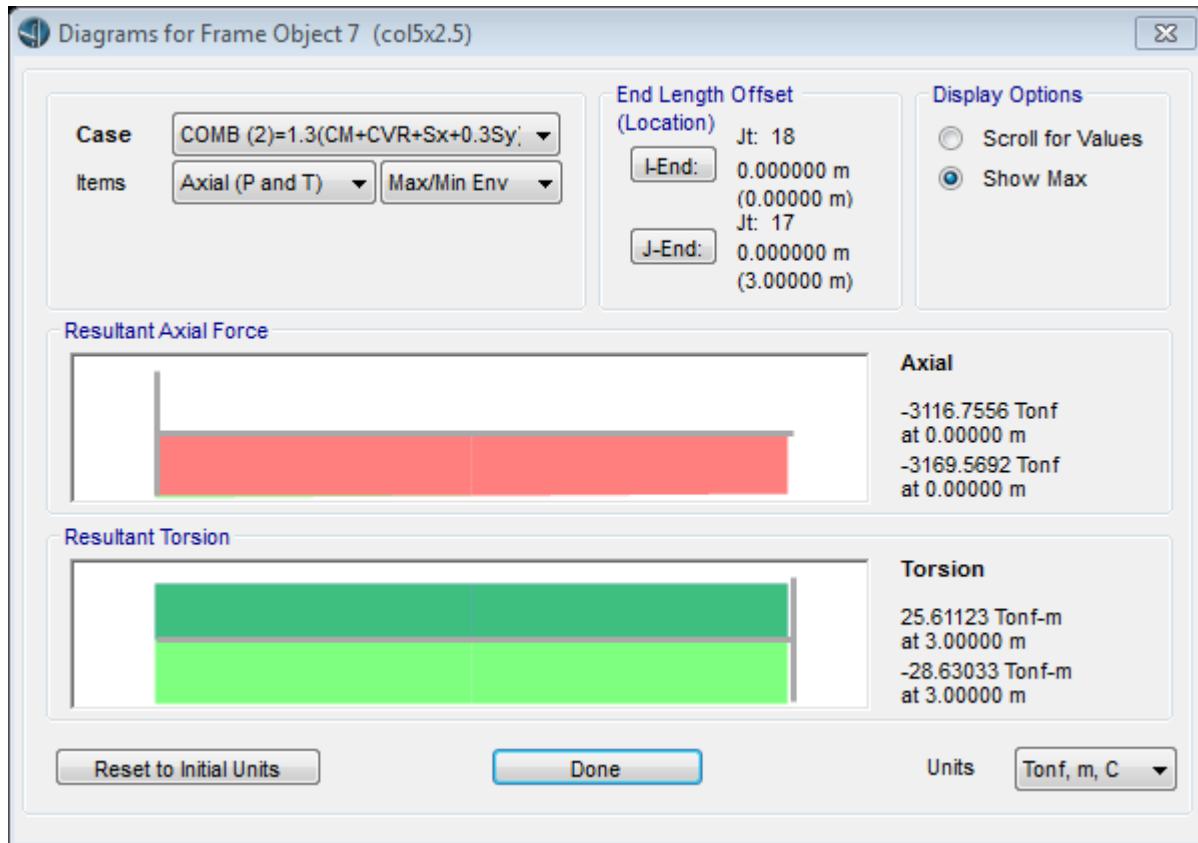
db = 1.27 cm

ab = 1.27 cm² Av = 5.08 cm²



7.2- Diseño de Columna





Revisión de la sección propuesta:

Datos:

$b = 500$ cm
 $h = 250$ cm
 $A_g = 125,000$ cm²
 $r = 10$ cm
 $d = 240$ cm
 $\text{vars \#} = 8$
 $\text{No varillas} = 280$
 $A_{st} = 1,418.8$ cm²
 $\rho = A_s/bd = 0.0118$
 $f'_c = 300$ kg/cm²
 $f_y = 4,200$ kg/cm²
 $\phi = 0.65$

Elementos mecanicos:

$P_u = 3,116.75$ ton
 $M_{ux} = 11,264.56$ ton-m
 $M_{uy} = 2,638.73$ ton-m

Diseño:

1.- Determinar las resistencias nominales requeridas, asumiendo un comportamiento controlado por compresión.

$$P_n = P_u / \phi = 4,795.00 \text{ ton}$$

$$M_{nx} = M_{ux} / \phi = 17,330.09 \text{ ton-m}$$

$$M_{ny} = M_{uy} / \phi = 4,059.58 \text{ ton-m}$$

2.- Asumir $\beta = 0.65$

3.- Determinar una resistencia al momento uniaxial equivalente M_{ux} o M_{uy}

$$M_{ny} / M_{nx} = 0.23 \qquad b/h = 2.00$$

Si $M_{ny} / M_{nx} > b/h$ entonces usar $M_{nx} (b/h) (1 - \beta / \beta) + M_{ny} = M_{noy}$

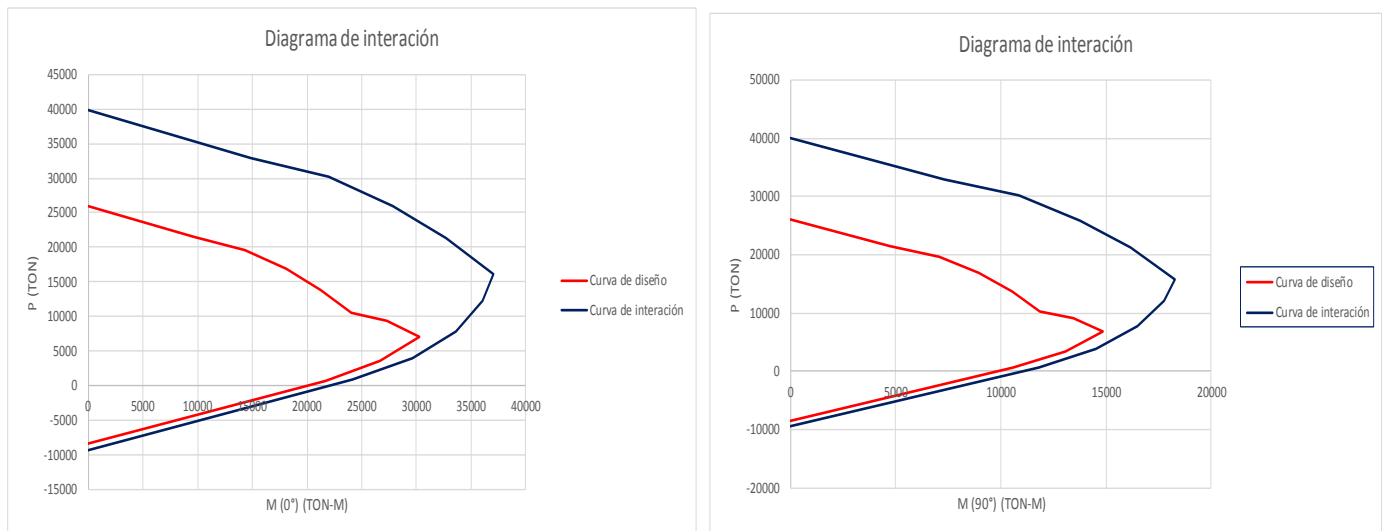
Si $M_{ny} / M_{nx} < b/h$ entonces usar $M_{nx} + M_{ny} (h/b) (1 - \beta / \beta) = M_{nox}$

Como $0.23 < 2.0$ entonces usar $M_{nx} + M_{ny} (h/b) (1 - \beta / \beta) = M_{nox}$
 $M_{nox} = 18,423.05 \text{ ton-m}$

4.- Determinar el refuerzo requerido para proveer una resistencia a la carga axial $P_n = 4,795.00 \text{ ton}$ y una resistencia al momento uniaxial equivalente $M_{nox} = 18,423.05 \text{ ton-m}$.

En la siguiente figura se muestra el diagrama de interacción generado por el programa CSIBRIDGE 2015 v17.2.0 para esta columna con un acero de refuerzo de $A_s = 1,420 \text{ cm}^2$.

Esta sección es adecuada con este refuerzo para (M_{nox}, P_n) .



5.- Verificar la sección elegida para la resistencia biaxial mediante el método de Recíproco de Bresler

Verificar $P_n \geq 0.1 f'c A_g$

$$P_n \leq \frac{1}{\frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}} - \frac{1}{P_o}}$$

Para utilizar este método, P_o , P_{ox} y P_{oy} deben determinarse

$$P_o = 0.85f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y = 37,472.17 \text{ ton}$$

P_{ox} es la resistencia a la carga uniaxial cuando sobre la columna solo actúa M_{nx} . Del diagrama de interacción, $P_{ox} = 15,200 \text{ ton}$ cuando $M_{nx} = 17,330.09 \text{ ton-m}$

P_{oy} es la carga uniaxial cuando solo M_{ny} actúa en la columna. Del diagrama de interacción $P_{oy} = 20,000 \text{ ton}$ cuando $M_{ny} = 4,059.58 \text{ ton-m}$

Entonces:

$$\begin{aligned} P_n &= 4,795.00 \text{ ton} \\ P_{ox} &= 15,200.00 \text{ ton} \\ P_{oy} &= 20,000.00 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$P_n \leq \frac{1}{\frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}} - \frac{1}{P_o}}$$

$$4,795.00 < 11,222.97$$

Revisión por cortante:

$$\begin{aligned} V_u &= 575.70 \text{ ton} \\ \phi &= 0.75 \end{aligned}$$

$$V_c = \phi * 0.53f'_c^{(1/2)}bd = 826 \text{ ton}$$

$$V_s = (V_u - \phi V_c) = -250 \text{ ton}$$

$$\phi 2.2f'_c^{(1/2)}bd = 3,429 \text{ ton}$$

Como $V_s < 2.2f'_c^{(1/2)}bd$ La sección es adecuada

$$0.5V_c = 413 \text{ ton}$$

$$\text{Como } \phi V_c / 2 < V_u \leq \phi V_c \quad 413 < 575.70 \leq 826$$

Para $(V_u - \phi V_c) \leq \phi 1.1f'_c^{(1/2)}bd$

$$\begin{aligned} s = (d/2) &= 120 \text{ cm} \\ s &= 61 \text{ cm} \end{aligned} \quad \text{La separación máxima sera 60 cm}$$

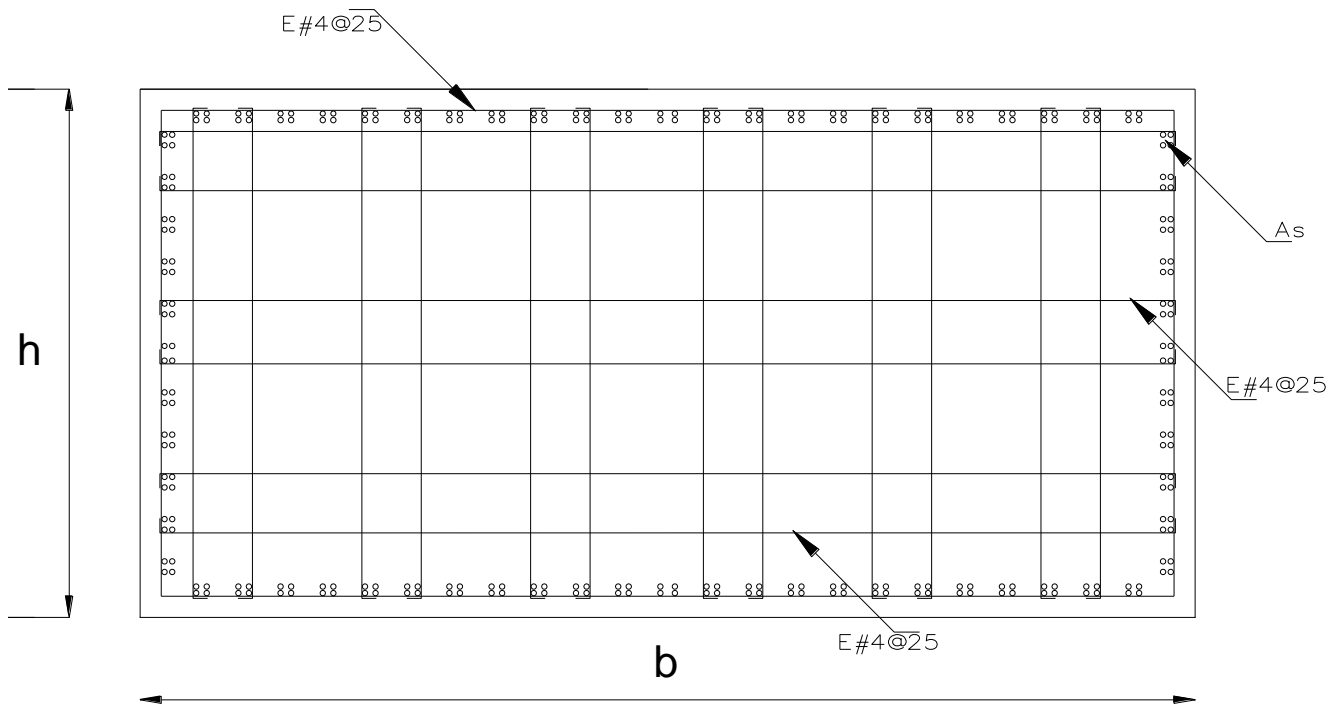
$$\begin{aligned} A_{v\text{mín}} &= 0.2f'_c^{(1/2)}bs/f_y \\ &= 25 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Usando vars } \# \quad 4 \quad \# \text{ estribos} = \quad 2$$

$db = 1.27 \text{ cm}$

$ab = 1.27 \text{ cm}^2$

$Av = 5.08$



8.- CONCLUSIONES

- * La construcción de un puente carretero sin duda conlleva a realizar un estudio costo-beneficio, ya que su construcción requiere de una gran inversión, esto respecto a lo económico; por otro lado también hay que considerar la factibilidad ambiental.
- * El análisis y diseño de un puente es sin duda muy complejo, ya que el ingeniero proyectista requiere tener conocimiento de distintas áreas de la ingeniería civil, tales como: topografía, geotecnia, hidráulica, estructuras por mencionar algunas.
- * Todo puente debe ser analizado y diseñado por tan características semejante pueda tener respecto a otro que ya está construido, esto con el motivo de poder hacer más eficiente la superestructura, esto se puede lograr con secciones fuera de las estándares.

9.- REFERENCIAS

- * "Standard Specifications for Highway Bridges", American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 16th Edition, 1996.
- * Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por Sismo, 1993, México.
- * "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary"
- * Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas de la Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación, ANIPPAC.
- * Baidar Bakht, Leslie G. Jaefer VI, "Bridge Analysis Simplified", Mc. Graw Hill, 1987.
- * Edward G. Nawy, "Prestressed concrete", Prentice Hall, 4ta Edition, 2003