



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGON**

**"DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE SANTIAGO BAJO LAS
NORMAS AASHTO Y SCT"**

TESINA

**QUE PARA OBTENER LA
ESPECIALIZACION EN PUENTES
P R E S E N T A
ING. CRISEYRA CERROS ESPINOZA**

ASESOR: ING. J. GERARDO T. MEJIA MELENDEZ

NEZAHUALCOYOTL, ESTADO DE MEXICO, AGOSTO DE 2008



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTO:

A Dios; El divino creador por darme la vida, la sabiduría y la oportunidad de salir a delante al guiarme por el camino del bien y el amor.

A mi madre; Flor de María Espinoza Morales, Por su apoyo incondicional, por ser una madre luchadora a pesar de las circunstancias, me enseñó que realizar el trabajo con amor y perseverancia se alcanzan las metas y sueños por muy difícil que sean.

A mi familia en general; por su cariño, sus consejos, su amor demostrado hacia mí aún en la distancia, por ser parte integral de mi vida.

A mis tutores; Mike Brooks, Elizabeth Hennels, Janine Garahad, Por su cariño, su confianza y por su invaluable apoyo, con el cual fue posible hacer realidad este sueño.

A la familia Maldonado Izaguirre; Carlos Enrique Maldonado Aguilar y Elizabeth Izaguirre Rodríguez, por brindarme su amistad, su hospitalidad y apoyo incondicional durante mi estancia en México D.F. Ellos tendrán por siempre mi agradecimiento y cariño especial.

Al Coordinador de la Especialización en Puentes; Ing. Alfredo Morales Nezahualcóyotl, por el apoyo brindado antes y después de haber cursado la Especialización y por transmitir sus conocimientos y experiencia durante este curso.

A los Profesores; por la disposición que tuvo cada uno de ellos y por saber transmitir sus conocimientos, instrucciones y experiencias, especialmente al Ing. J. Gerardo Mejía Meléndez, Ing. Alberto Canales, Ing. Enrique Hernández Quinto e Ing. Claudio Merfield.

A mis amigos (as); Modesto Armijo, Marcia Elvia, Cecilia Berenice, Irma del Socorro, Ana Silvia, Nicolás, Renan Ulises, Irene del Rocio, Dulce Maria, Iván, Cesar Berumen P., Marcos Nava, Leyla, Nubia del Carmen, Byrón Martínez, Anerian Lisette, Miriam, Valeska, Wendel, Roxana, entre otros (as).

A todos y todas infinitas gracias por hacerme posible alcanzar un peldaño más con el cual pondré mi granito de arena a favor de futuras generaciones.

CONTENIDO

Introducción

Capítulo 1. Generalidades

- 1.1 Antecedentes
- 1.2 Descripción del proyecto

Capítulo 2. Presentación de normas para proyecto

- 2.1 SCT
- 2.2 AASHTO

Capítulo 3. Diferencias Principales de las normas

- 3.1 AASHTO
- 3.2 SCT

Capítulo 4. Análisis y diseño estructural

- 4.1 Descripción general de la estructura
- 4.2 Análisis comparativo de normas para diseño
 - 4.1.1 AASHTO
 - 4.1.1 SCT

Capítulo 5. Conclusiones y Recomendaciones

Capítulo 6. Anexos

- 6.1 Memorias de cálculo

INTRODUCCION

INTRODUCCION.

La presente tesina tiene como objetivo realizar el diseño estructural del puente Santiago y efectuar un estudio comparativo del mismo, aplicando las normas AASHTO STD (Asociación Americana de funcionarios estatales de carreteras y transporte) y SCT (Secretaria de Comunicaciones y Transportes) para el diseño de puentes carreteros.

El Puente "Santiago" se encuentra ubicado en el km 22 + 870, entre el entronque Zapotlanejo y el entronque Chapala, en el Estado de Jalisco

A partir de los estudios previos se han definido las características generales de la estructura como:

- 6 claros de 30 metros cada uno
- Un ancho total de 12.80 metros
- Un esviaje de 20°00'00" izquierda
- La subestructura a base de pilas intermedias y caballetes en los apoyos extremos
- Cimentación profunda, a base de pilotes de 1.20 m de \varnothing

Se trata de una estructura formada por seis tramos de superestructuras simplemente apoyadas conformadas por losas de concreto sobre traveses AASHTO tipo IV de concreto presforzado, sobre pilas y caballetes de concreto reforzado.

En este proyecto solo se aborda el análisis estructural y el diseño de las secciones estructurales, para este se hace una comparativa al aplicar las Normas AASHTO de los EEUU y normas SCT de México.

CAPITULO 1 GENERALIDADES

1.1 Antecedentes:

El puente se ubica en el tramo de carretera Libramiento Sur de Guadalajara comprendido entre el entronque Zapotlanejo y el entronque Chapala. Este cruza el río Santiago o Grande pertenece al sistema denominado Lerma – Santiago que se origina en el estado de México con los escurrimientos del Nevado de Toluca; en el tramo que comprende desde su origen hasta el lago de Chapala recibe el nombre de río Lerma, este recorrido está controlado por varias presas, siendo las más importantes la Presa “Solís” y la presa “Begoña”, esta última sobre el río La Laja, que es afluente del río Lerma. A la salida del lago de Chapala a la altura de Poncitlán; Jal. Se localiza la cortina de Poncitlán; a partir de este sitio y hasta su desembocadura, la corriente es llamada río Grande de Santiago.

De acuerdo a la regionalización sísmica el puente se localiza en la zona C del país, lo que indica que no es una región de alto riesgo sísmico.

Para el desarrollo de esta tesina se cuenta con los datos del proyecto;

Longitud del claro

Ancho total

Ancho de calzada y carpeta asfáltica

Tipo de carretera

La ubicación del cruce

Vehículo de diseño

Las características geométricas de la carretera

Estudio de mecánica de suelos

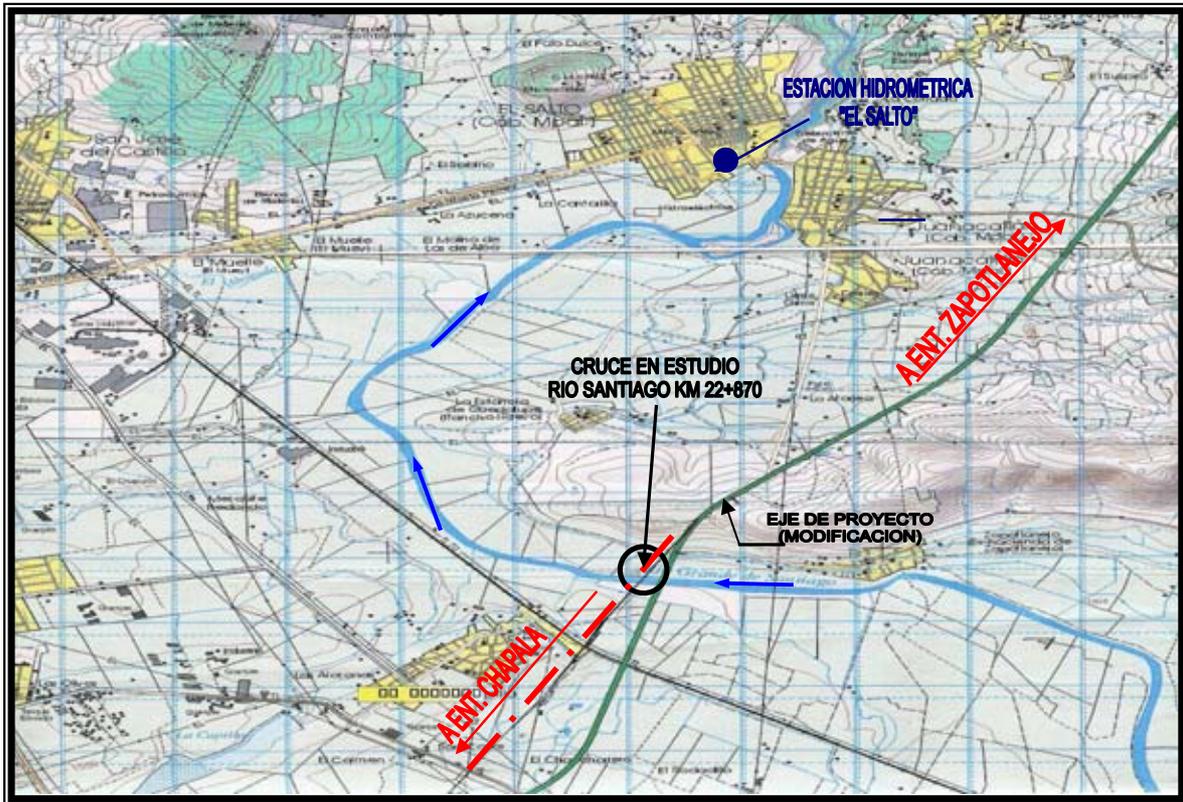
Estudio topohidráulicos

Estudio hidrológico y

Con un informe fotográfico de la ubicación del mismo.

Así también se cuenta con las normas para proyecto de puentes carreteros AASHTO (STD – 2002) y SCT - 2001, y con referencias bibliográficas anexas al final de este documento.

CROQUIS DE LOCALIZACION



1.2 Descripción general del proyecto

El proyecto definido consiste en una estructura formada por seis tramos de superestructura simplemente apoyada, formada por trabes de concreto presforzado y estas se apoyan sobre pilas y caballetes de concreto reforzado.

El puente cuenta con las siguientes características

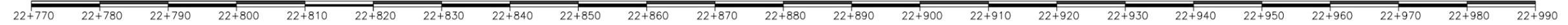
- Seis claros de 30 m
- Un ancho de calzada y carpeta de: 12.00 m
- Un ancho total de: 12.80 m incluyendo esviaje de 20°00'00" izquierda
- Longitud total del puente: 180 m
- Dos guarniciones de 0.40 m del proyecto tipo T – 33.11
- Dos parapetos del proyecto tipo T34.2.1
- Carga viva del proyecto: IMT 66.5 y HS20 – 44, en tres bandas de tránsito.
- Dos caballetes en sus apoyos extremos
- Cinco pilas de sección circular en sus apoyos internos
- Una cimentación a base de pilotes de concreto reforzado

Este es un puente con un esviaje de 20°00'00" izquierda, ubicado en el km 22 + 870 del tramo de carretera antes descrito. El puente se diseña para una carretera tipo A2 y para una carga de diseño de 66.5 ton (norma SCT) y 32.63 ton (norma AASHTO).

Cabe señalar que se tomó la decisión de emplear el concreto reforzado, como material principal estructural de la estructura a construir, considerando que este es un material accesible al lugar donde se ubica la obra, así mismo se cuenta con materiales en el lugar como arena, agua, madera, banco de material de muy buena calidad y mano de obra calificada.

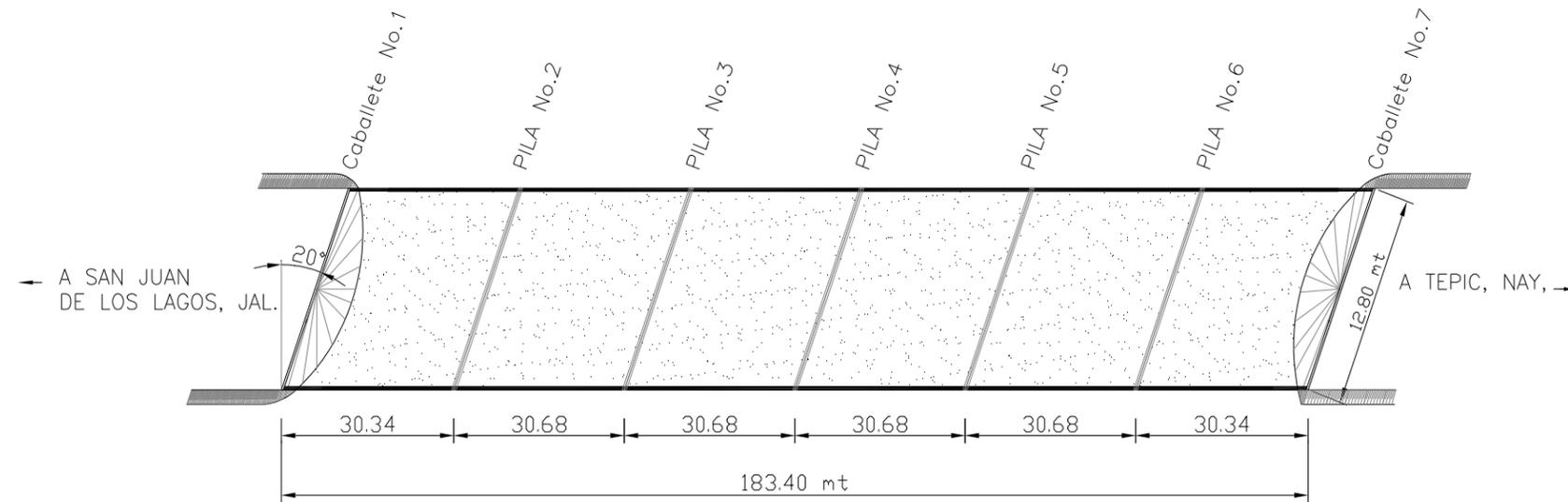
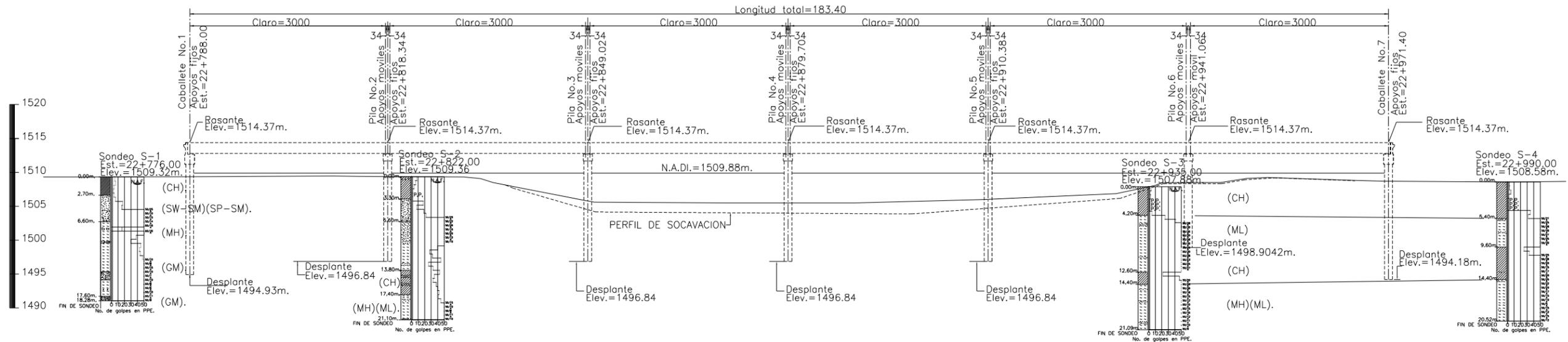
El tipo de cimentación recomendada por el estudio de mecánica de suelos; es cimentación profunda, esta a base de pilas de concreto reforzado de 1.20 m de ϕ por 6.0 m de longitud, coladas en el lugar y estas van a trabajar de punta y a fricción para lograr una mayor capacidad de carga.

SECCIÓN LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE LA ESTRUCTURA

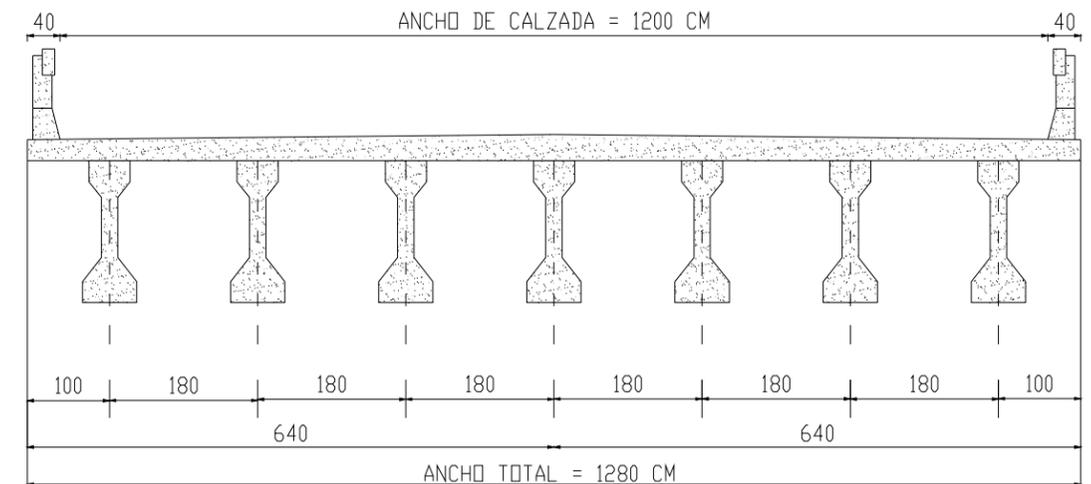


← A SAN JUAN DE LOS LAGOS, JAL.

A TEPIC, NAY, →



VISTA EN PLANTA



CAPITULO 2

PRESENTACIÓN DE NORMAS PARA PROYECTO

NORMAS AASHTO:

Esta norma contiene especificaciones que no constituyen reglas rígidas si no que deben ser evaluadas para cada caso particular, en este caso se hará uso de ellas para el diseño estructural del Puente Santiago y se tomarán los criterios abajo descritos:

Las Bases o criterios que se consideran en el diseño estructural del Puente Santiago de las normas AASHTO son los siguientes;

- **Características Generales de Proyecto**
 - Ubicación del Puente
 - Área Hidráulica del Puente
 - Ancho de Calzada y de Guarniciones
 - Gálidos
 - Parapetos
 - Espacio Libre Vertical

- **Cargas**
 - Carga Muerta
 - Carga Viva
 - Previsión de sobrecarga
 - Cargas para Puentes de Carreteros
 - Carriles de Transito
 - Reducción de la intensidad de las Cargas
 - Cargas para Guarniciones y Parapetos
 - Impacto
 - Fuerzas Longitudinales
 - Cargas por Viento
 - Presiones debidas a Corrientes de Agua
 - Presiones debidas al Empuje de Tierras
 - Esfuerzos por Sismo
 - Combinaciones de Cargas

- **Distribución de cargas**
 - Distribución de las cargas por Rueda sobre Largueros, Vigas Longitudinales
 - Distribución de Cargas y Proyectos de Losas de Concreto

- **Elementos de Concreto Presforzados**
 - Esfuerzos Permisibles
 - Acero de Presfuerzo
 - Concreto: Compresión y Tensión
 - Perdidas de Presfuerzo (Elementos Pretensazos)

Cargas:

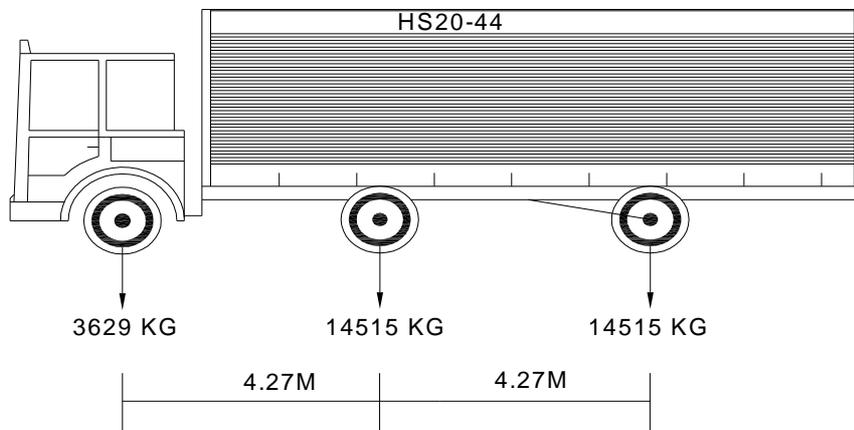
Las estructuras se proyectan considerando las siguientes cargas y fuerzas cuando existan:

- Carga muerta
- Carga viva
- Impacto o efecto dinámico de la carga viva
- Carga por viento
- Otras fuerzas, cuando existan tales como:
- Fuerzas longitudinales, fuerzas por cambios de temperatura, empuje de tierra, subpresión, esfuerzos por contracción del concreto, acortamiento por compresión del acero, esfuerzos durante el montaje, presión de la corriente de agua y hielo y esfuerzos por sismo.

La carga muerta estará constituida por el peso de la estructura ya terminada, incluyendo la carpeta, banquetas, vías, tuberías, conductos, cables y demás instalaciones para servicios públicos.

La carga viva consistirá en el peso de la carga móvil aplicada, correspondiente a los camiones, coches y peatones.

La carga móvil de diseño o carga viva para este tipo de proyecto es el HS 20 – 44, consistente en un camión tractor con semi-remolque o la carga uniforme equivalente correspondiente, sobre un carril.



Reducción en la intensidad de las cargas: Cuando se produzcan los máximos esfuerzos en cualquier miembro al cargar simultáneamente cualquier número de carriles de tránsito, se tomará los siguientes porcentajes de los esfuerzos resultantes de carga viva, considerando que es muy probable la coincidencia de todas las cargas para producir un máximo:

Uno carriles.....	120%
Dos carriles.....	100%
Tres carriles.....	85%
Cuatro carriles o más.....	65%

Impacto:

En las estructuras subsiguientes, comprendidas en el grupo A, los esfuerzos por carga viva producida por las cargas H o HS deberán incrementarse en la cantidad que aquí se indica para considerar los efectos: dinámicos, vibratorios y de impacto.

Grupo A.

- 1- Superestructura, incluyendo columnas de acero o de concreto, torres de acero, columnas de marcos rígidos, y en general, aquellas partes de la estructura que se prolonguen hasta la cimentación principal.
- 2- La parte de los pilotes de concreto o de acero que sobresalgan del nivel del terreno y que se hallen rígidamente conectados a la superestructura, ya sea formando marcos rígidos o como parte de la estructura misma.

La Fórmula para impacto:

La cantidad permisible en que se incrementan los esfuerzos se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga viva, y se determinará con la fórmula siguiente:

$$I = 15.24/(L+38.10)$$

Donde; I = Impacto en por ciento (máximo: 30%)

L = Longitud, en metros de la parte del claro que debe cargarse para
Producir el máximo esfuerzo en el miembro.

Cargas por Viento:

En puentes comunes de losa sobre travesaños, con una longitud máxima de claro de 38.10m, puede usarse las siguientes cargas por viento.

Fuerzas de la superestructura:

VE (Carga del viento sobre la estructura)

2394 Pa..... Transversalmente

575 Pa..... Longitudinalmente

Ambas cargas deberán aplicarse simultáneamente.

VCV (Carga del viento sobre carga viva)

1460 Pa..... Transversalmente

584 Pa..... Longitudinalmente

Ambas carga deberán aplicarse simultáneamente.

Presiones debidas al empuje de tierras:

Las estructuras destinadas a contener los rellenos de tierra, se proyectarán para resistir las presiones dadas por la fórmula de Rankine; pero ninguna estructura se proyectará para una presión menor que la equivalente a la de un fluido con peso específico de 480 kg/m³.

En marcos rígidos, el momento causado por la presión (lateral) de la tierra puede reducirse al 50% como máximo para determinar el momento positivo en las vigas, en la losa superior o en la losa superior e inferior, según sea el caso.

Cuando los vehículos que transitan por el camino puedan llegar a quedar dentro de una distancia horizontal igual a la mitad de la altura de la estructura, medida desde la parte superior, la presión horizontal del empuje de tierra se incrementará con una presión debida a la sobrecarga viva considerando una altura hipotética de tierra de no menos de 61 cm de espesor. Esta sobrecarga viva no será necesaria si la superficie de rodamiento debidamente, se apoya en un extremo del puente.

Esfuerzos por sismo:

En las regiones donde pueden presentarse fenómenos sísmicos, las estructuras deberán proyectarse para resistir los movimientos sísmicos tomando en consideración la relación entre el sitio y las zonas sísmicas de las fallas activas, la respuesta dinámica de toda la estructura.

Cabe señalar que estos efectos de sismo no son aplicables del todo a México, por que los espectros sísmicos en estados unidos son diferentes a México, estos se consideran de acuerdo a zonas sísmicas en todo el país.

Combinaciones de cargas:

Los grupos siguientes representan varias combinaciones de cargas y acciones a las que podrá estar sometida una estructura. Cada parte de la estructura o la cimentación sobre la cual se apoye, se diseñará para resistir con seguridad todos los grupos de combinaciones de estas cargas que puedan aplicarse al tipo o sitio en particular.

Se considerarán las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

• Cargas permanentes

DD = fricción negativa (downdrag)

CC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = empuje horizontal del suelo

EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo,

incluyendo las fuerzas secundarias de Postensados.

ES = sobrecarga de suelo

EV = empuje vertical del peso propio del suelo de relleno

• Cargas transitorias

CR = fluencia lenta (creep)

CT = fuerza de colisión de un vehículo

EQ = sismo

CV = fuerza de colisión de una
embarcación

IM = incremento por carga vehicular
dinámica

LS = sobrecarga viva

SE = asentamiento

TG = gradiente de temperatura

WA = carga hidráulica y presión del flujo
de agua

WS = viento sobre la estructura

BR = fuerza de frenado de los vehículos

CE = fuerza centrífuga de los vehículos

FR = fricción

IC = carga de hielo

LL = sobrecarga vehicular

PL = sobrecarga peatonal

SH = contracción

TU = temperatura uniforme

WL = viento sobre la sobrecarga

Factores de carga y combinaciones de cargas

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (3.4.1-1)$$

Donde;

η = modificador de las cargas especificado en el Artículo 1.3.2

Q_i = sollicitaciones de las cargas aquí especificadas

γ_i = factores de carga especificados en las Tablas 1 y 2

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la Ecuación 1.3.2.1-1 para las combinaciones aplicables de sollicitaciones extremas mayoradas según lo especificado en cada uno de los siguientes estados límites:

Tabla 3.4.1-1- Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas Estado Limite	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar uno de estos por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	Y_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	Y_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	Y_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV Sólo EH, EV, ES, DW, DC	Y_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	Y_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	Y_p	Y_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	Y_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
FATIGA Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, y_p

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componente y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	<u>1,00</u>	<u>1,00</u>
EV: Empuje vertical del suelo		
• <u>Estabilidad global</u>	<u>1,00</u>	<u>N/A</u>
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Distribución de las cargas por rueda sobre largueros, vigas longitudinales

A). Posición de las cargas para el cálculo del esfuerzo cortante.

Al calcular el esfuerzo cortante y las reacciones en el apoyo para las piezas de puente transversales, vigas longitudinales y largueros, se considera que no hay distribución longitudinal de la carga por rueda, ni de la carga por eje o rueda adyacente al apoyo donde se desea calcular el esfuerzo.

La distribución lateral de la carga por rueda se hará suponiendo que el piso actúa como viga simple entre largueros o vigas.

B). Momentos flexionantes en largueros y vigas longitudinales.

Al calcular los momentos flexionantes en las vigas longitudinales o largueros, se considerará que no hay distribución longitudinal de las cargas por rueda; la distribución lateral deberá determinarse como sigue:

1) Largueros interiores y vigas

El momento flexionante por carga viva para cada larguero interior se determinará aplicando al larguero la fracción de la carga por rueda (tanto delantera como trasera) que aparece en la tabla 1.3.1 (B).

Tabla 1.3.1 (B)

Clase de piso	Puente proyectado con un solo carril de tránsito	Puente proyectado para 2 o más carriles de tránsito
Sobre largueros de viguetas de acero (3) y traveses de concreto presforzado.....	$S/2.13$ Si S excede de 3.05 m véase nota ²	$S/1.68$ Si S excede de 4.27 m véase nota ²

S= espaciamientos entre largueros, en metros.

Nota²: En este caso la carga sobre cada larguero será la reacción de las cargas por rueda, considerando que el piso entre largueros actúa como una viga simple.

Distribución de cargas y proyectos de losas de concreto:

Distancia de la orilla a la carga por rueda:

Al proyectar las losas, deberá considerarse que la línea del centro de una carga por rueda (carga axial/2) queda a 30 cm de la cara de la guarnición. Cuando no se instalen guarniciones ni exista banqueteta, la carga por rueda se considerará que queda a 30 cm de la cara del parapeto. Los esfuerzos producidos por la combinación de las cargas muerta, viva e impacto, no serán mayores que los esfuerzos permisibles.

Momento flexionante:

El momento flexionante por metro de ancho de losa se calculará de acuerdo con los métodos propuestos a continuación para los casos A y B.

Para los casos A y B

S = Longitud efectiva del claro, en metros

E = Ancho de la losa, en metros, sobre el que se distribuye la carga por rueda

P = carga sobre una rueda trasera de camión (P_{20})

$P_{20} = 72 \text{ KN}$ para carga tipo HS 20 – 44

Caso A – Refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito (claros de 0.61 m a 7.32 m inclusive).

El momento por carga viva para claros simples (libremente apoyados) se determinará por la siguiente fórmula (no se incluye impacto):

Carga tipo HS 20 – 44

$[(S + 0.61)/9.74] * P_{20}$ Momento en KNm/m de ancho de losa

Caso B – Refuerzo principal paralelo a la dirección del tránsito

Distribución de las cargas por rueda: $E = 1.22 + 0.065$ con un máximo de 2.13 m.

Las cargas por carril están distribuidas sobre un ancho de 2E. Las losas reforzadas longitudinalmente se proyectarán con el tipo de carga HS adecuada.

Acero de Refuerzo para distribución:

Este acero de refuerzo deberá colocarse en el lecho inferior de todas las losas, transversalmente a la dirección del refuerzo principal, para lograr una distribución lateral de las cargas vivas concentradas. Esta especificación no regirá para las losas de alcantarillas o de puentes que tengan un colchón con espesor mayor que 61 cm. La cantidad será un porcentaje del refuerzo principal requerido para momento positivo, este porcentaje se obtendrá con las siguientes fórmulas:

Para refuerzo principal paralelo a la dirección del tránsito:

$$\text{Porcentaje} = 55/\sqrt{S} \quad (\text{Máximo: } 50\%)$$

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito:

$$\text{Porcentaje} = 121/\sqrt{S} \quad (\text{Máximo: } 67\%)$$

Donde; S = Longitud efectiva del claro, en metros.

Losas en Voladizo:

Cargas de camiones.

De acuerdo con las fórmulas para la distribución de cargas sobre losas en voladizo, que aparecen a continuación, la losa se proyectará para soportar la carga, independientemente del apoyo de la orilla a lo largo del extremo del voladizo. La distribución dada incluye el efecto de las ruedas sobre elementos paralelos.

Caso A – Refuerzo perpendicular al tránsito

Cada carga por rueda sobre el elemento perpendicular a la dirección del tránsito se distribuirá de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$E = 0.8 X + 1.143 \text{ en m}$$

$$\text{Momento por metro de ancho de losa} = (P/E)*X, \text{ Nm}$$

Donde; X = distancia en metros, desde la carga hasta el punto de apoyo.

Elementos de Concreto Presforzado:

Según la AASHTO especifica que son aplicables al diseño de los elementos de concreto presforzado que formen parte de un puente. Los elementos se proyectarán sujetándose a las especificaciones que sean aplicables para concreto reforzado del capítulo 1.5, con excepción del porcentaje de acero para presfuerzo a tensión que se destine para mejorar su comportamiento en condiciones de trabajo.

Suposiciones Básicas:

Para fines de proyecto, se tomarán en cuenta las siguientes suposiciones:

- 1) Las deformaciones unitarias varían linealmente respecto al peralte del elemento durante todas las etapas de carga.
- 2) Antes del agrietamiento, los esfuerzos son linealmente proporcionales a las deformaciones unitarias.
- 3) Después del agrietamiento, se despreciará la capacidad del concreto para resistir tensiones.

Esfuerzos Permisibles:

El proyecto de elementos preforzados precolados se basa, generalmente, en una resistencia máxima de $f'_c = 34.4737$ MPa (350 kg/cm^2), pero quedará a juicio del ingeniero proyectista incrementar este valor hasta 41.3685 MPa (420 kg/cm^2), si considera razonable obtener dicha resistencia. Pueden atribuirse al concreto, resistencias mayores en determinados casos específicos, por lo que el ingeniero deberá estar absolutamente seguro de que la calidad de los materiales y la fabricación sea controlada para conseguir la resistencia requerida. Los requisitos de esta sección son también aplicables a estructuras de concreto presforzado, o partes componentes diseñadas concreto de baja resistencia.

Acero de presfuerzo

Esfuerzos temporales, previos a las pérdidas debidas a escurrimiento plástico y a contracciones..... $0.70 f'_s$

Esfuerzos para carga de servicio después de haber ocurrido las pérdidas... $0.80 f^*_y$
(Pueden admitirse esfuerzos mayores del $0.80 f'_s$ durante periodos breves de tiempo, tomando en cuenta que al pretensionar o colocar los anclajes, parte del presfuerzo se trasmite al concreto, pero los esfuerzos no deberán exceder de $0.70 f'_s$ cuando se trate de elementos postensionados.

Donde;

f^*_y = Esfuerzo en el punto de fluencia del acero de presfuerzo

f'_s = Resistencia última del acero de presfuerzo

Concreto:

Los esfuerzos temporales previos a las pérdidas por escurrimiento plástico y por contracción no deben exceder de los siguientes valores:

Compresión

Miembros Pretensados..... $0.60 f'_{ci}$

Miembros Postensados..... $0.55 f'_{ci}$

Tensión

Zona precomprimida de tensión.... No se especifican esfuerzos admisibles en forma temporal.

Tensiones en otros sitios:

En áreas de tensión no reforzadas por adherencia..... 1.379 MPa ó $0.249\sqrt{f'_{ci}}$

Cuando se exceda los esfuerzos de este valor, deberá suministrarse refuerzo por adherencia para resistir la fuerza total de tensión en el concreto, calculada para sección agrietada. El esfuerzo máximo de tensión no deberá exceder de $0.623\sqrt{f'_{ci}}$

Esfuerzos de servicios posteriores a las pérdidas.

Compresión..... $0.40 f'_c$

Tensión en zonas precomprimidas donde exista tensión.

1) Para miembros con refuerzo de adherencia..... $0.498\sqrt{f'_c}$

En estructuras expuestas a condiciones severas de corrosión como zonas costeras $0.249\sqrt{f'_c}$

2) Para miembros sin refuerzo de adherencia..... 0

Esfuerzos por agrietamiento

Módulos de ruptura para el caso que no se disponga de valores obtenidos mediante pruebas de ensaye:

Para concreto de peso normal..... $0.623\sqrt{f'_c}$

Para concreto con arena de peso ligero..... $0.523\sqrt{f'_c}$

Para cualquier tipo de concreto de peso ligero... $0.457\sqrt{f'_c}$

Pérdidas de presfuerzo - Elementos pretensados

Contracción

$CC = 117.21 - 1.034 \text{ HR}$ $\text{HR} = \text{humedad relativa}$

Acortamiento Elástico

$$AE = (E_s/E_{ci}) * f_{cr}$$

Donde; E_s = módulo de elasticidad del torón de presfuerzo, el cual puede considerarse igual a $0.193 \times 10^6 \text{ MPa}$.

E_{ci} = módulo de elasticidad del concreto en MPa en la transferencia del esfuerzo, el cual puede calcularse por:

$$E_{ci} = 0.0428 w^{3/2} \sqrt{f'_{ci}}$$

Donde w está en kg/m^3 y f'_{ci} en MPa

f_{cr} = esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza presforzante y carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia, f_{cr} deberá calcularse en la sección o secciones de máximo momento.

En esta etapa, el esfuerzo inicial en el tendón ha sido reducido por el acortamiento elástico del concreto y la relajación del tendón durante pretensados, o por el acortamiento elástico del concreto y la fricción del tendón en los elementos postensados. Las reducciones del esfuerzo inicial del tendón debidas a estos factores pueden estimarse, o el esfuerzo reducido del tendón puede tomarse igual a $0.63 f'_s$ para elementos pretensados típicos.

Escurrecimiento Plástico del Concreto

$$CR_c = 12 f_{cr} - 7f_{cd}$$

Donde; f_{cd} = esfuerzo de compresión del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo bajo carga muerta total, excepto la carga muerta presente al aplicar la fuerza presforzante.

Relajación del Acero de Presfuerzo

Para torones de 1724 a 1862 MPa.

$$CR_s = 137.9 - 0.4 AE - 0.2 (CC + CR_c)$$

Perdidas totales:

$$\Delta f_s = CC + AE + CR_c + CR_s$$

Resistencia a la Flexión:

Secciones rectangulares:

Para secciones rectangulares o con patín cuyo eje neutro quede conteniendo dentro del espesor de dicho patín, el momento resistente último por flexión se determinará por:

$$M_u = A^*_{sf} f^*_{su} d (1 - 0.06 (p^* f^*_{su} / f'_c))$$

Donde;

A^*_{sf} = Área del acero para presfuerzo

d = Distancia de la fibra mas alejada a compresión al centróide de la fuerza de presfuerzo.

P^* = Porcentaje de acero de presfuerzo

Secciones con patín:

Si el eje neutro cae fuera del patín (esto ocurre generalmente cuando el espesor el patín es menor que $1.4 dp^* f^*_{su} / f'_c$), el momento resistente último por flexión se determinará por: $M_u = A^*_{sr} f^*_{su} d (1 - 0.6 (A_{sr} f^*_{su} / b' d f'_c)) + 0.85 f'_c (b - b') t (d - 0.5t)$

$A_{sr} = A^*_s - A_{sf}$ = área de acero requerida para desarrollar la resistencia última por compresión del alma de una sección con patín.

Donde;

b = Ancho del patín de un elemento o ancho de su sección rectangular

b't = Ancho del alma del elemento con patines

t = Espesor medio del patín o de un elemento con patines

$A_{sf} = (0.85 f'_c (b-b') t)/f_{su}^*$ = área de acero requerida para desarrollar la resistencia última por compresión de la parte del patín sobresaliente.

Esfuerzos en el acero

A menos que el valor de f_{su}^* pueda determinarse con mayor exactitud mediante un análisis detallado, se podrán usar los siguientes valores:

Miembros con adherencia..... $f_{su}^* = f'_s (1-0.5(p*f'_s)/f'_c)$

Miembros sin adherencia..... $f_{su}^* = f_{se} + 103.421$

Donde; f_{se} = Presfuerzo efectivo del acero después que han ocurrido las pérdidas

Porcentaje de Acero Máximo y Mínimo

Porcentaje máximo:

Los miembros de concreto presforzado se proyectarán en tal forma que el acero fluya al alcanzar su capacidad última. En general, el índice del refuerzo será tal que:

$$p^* \frac{f_{su}^*}{f'_c} \quad \text{Para secciones rectangulares}$$

$$A_{sr} \frac{f_{su}^*}{b'd f'_c} \quad \text{Para secciones con patín}$$

Esfuerzo Cortante:

Los elementos de concreto presforzado se reforzarán para resistir los esfuerzos de tensión diagonal. El refuerzo para cortante se colocará perpendicularmente al eje de elemento. El área del refuerzo en el alma será:

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) s}{2f_{sy} j d}$$

Pero no deberá ser menor que $A_v = 0.689b's/f_{sy}$

Donde; f_{sy} no deberá exceder de 413.685 MPa
 $V_c = 92.5 f'_c b'jd$ pero no mayor que 1883 b'jd

j = Relación de la distancia entre los centroides de compresión y tensión al peralte

s = Espaciamiento longitudinal del refuerzo del alma

f_{sy} = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo en tensión, no presforzado

V_u = Fuerza de cortante de diseño aplicada totalmente en la sección.

NORMAS SCT

Las Bases o criterios que se consideran en el diseño estructural del Puente Santiago de las normas SCT son los siguientes;

- Características Generales de Proyecto
- Cargas y Acciones
- Viento
- Sismo
- Combinaciones de Cargas
- Distribución de cargas
- Elementos de Concreto Pre-esforzados(en espera de aprobación)

N-PRY-CAR-6-01-002/01 (Características Generales de Proyecto)

Esta norma contiene criterios para la determinación de las características generales necesarias para el diseño de puentes y estructuras similares a que se refiere la norma N-PRY-CAR-6-01-01/001, Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares.

N-PRY-CAR-6-01-003/01 (Cargas y Acciones)

Esta norma contiene los criterios generales para la determinar las cargas y acciones a que se refiere los párrafos E.3.2.3 y E.4.1.1. de la norma N-PRY-CAR-6-01-001, Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares, que deben utilizarse en la ejecución del anteproyecto o del proyecto de un puente o estructura similar, que realice la Secretaría con recursos propios o mediante un contratista de servicios.

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

Cargas Permanentes

Las cargas permanentes son las que tienen una variación despreciable durante la vida de la estructura y son:

- Cargas Muertas
- Empujes de Tierras
- Empujes Hidrostático

Cargas Variables

Las cargas variables son las que tienen una variación importante durante la vida de la estructura, con una alta frecuencia de ocurrencia y son:

- Carga viva
- Impacto
- Fuerza centrífuga

Cargas Eventuales

Las cargas eventuales son las producidas por acciones que ocurren ocasionalmente durante la vida de la estructura, como:

- Viento
- Sismo
- Frenaje
- Fricción
- Variación de temperatura
- Empuje dinámico del agua
- Subpresión
- Contracción por fraguado
- Acortamiento de arcos
- Flujo plástico
- Asentamientos diferenciales
- Oleaje

Cargas Muertas:

Las 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 ferrocarril (PIF), los rieles, durmientes, balasto y accesorios. En la determinación de las cargas muertas se considera lo siguiente:

En el diseño de la subestructura también se consideran como cargas muertas el peso del relleno de las excavaciones para su construcción y el peso de terraplenes que graviten sobre la cimentación.

Para cálculo de la carga muerta de materiales de uso común, pueden tomarse los pesos volumétricos que se indican en la tabla 1 de esta Norma. En el caso de materiales no incluidos en esa tabla, el peso volumétrico nominal se determina mediante un estudio de muestras del material y será igual al valor que tenga una probabilidad de no ser excedido del dos (2) por ciento.

Tabla 1.- Peso volumétrico de materiales de uso común

Material	Peso volumétrico KN/m3 (kg/m3)
Acero o fundición de acero	77,00 (7850)
Concreto asfáltico	21,58 (2200)
Concreto hidráulico simple	22,56 (2300)
Concreto hidráulico reforzado	23,54 (2400)
Tierra, arena o grava sueltas	5,70 (1600)

Empuje de Tierras:

Los elementos estructurales que retienen rellenos, se calculan para resistir los empujes de tierra, mediante el procedimiento de Rankine o cualquier otro debidamente documentado, que tome en cuenta principios de mecánica de suelos, de interacción suelo-estructura y de flexibilidad de la cimentación. En la determinación del empuje se considera lo siguiente:

La presión mínima a considerar en el diseño, es la equivalente a la que produciría un líquido con peso volumétrico de (4,7) kilonewtons por metro cúbico (480 kg/m³).

En las secciones de marcos rígidos, donde el empuje de tierra resulte favorable, para determinar los elementos mecánicos de diseño se considera una reducción de cincuenta (50) por ciento del empuje calculado.

Cuando la carga viva vehicular pueda acercarse a una distancia de la parte superior de la estructura, igual o menor a la mitad de su altura, se incrementa el empuje de tierras suponiendo que la altura se aumenta en sesenta (60) centímetros por efecto de la carga viva. Si se colocan losas de aproximación adecuadamente reforzadas y apoyadas en uno de sus extremos sobre la estructura, no se considera el efecto sobrecarga por carga viva.

Cargas vivas:

Las cargas vivas 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. En casos especiales, la Secretaría podrá ordenar que la estructura se diseñe para cargas vivas diferentes a las mencionadas, por ejemplo, para los casos de puentes ubicados en los accesos a instalaciones militares o industriales. En la determinación de las cargas vivas se toma en cuenta lo siguiente:

Ubicación de las cargas vivas vehiculares en los carriles de circulación;

El número de carriles a considerar en el diseño de la estructura, se determina dividiendo el ancho de calzada a que se refiere la cláusula E. de la Norma N-PRY-CAR-6-01-002, *Características Generales de Proyecto*, entre tres coma cinco (3,5) metros, redondeado el resultado a la unidad inferior. No se utilizan en el diseño fracciones de carril. Cuando se trata de la revisión estructural por carga viva de estructuras existentes, se consideran dos carriles cuando el ancho de calzada sea mayor de cinco coma cinco (5,5) metros y menor de diez coma cinco (10,5) metros.

Las cargas móviles, concentradas y uniformemente distribuidas, se colocan dentro del carril, en la posición más desfavorable para producir solicitaciones máximas en el elemento que se esté diseñando. No se toma en cuenta la posibilidad de que invadan los carriles adyacentes al que les corresponde.

Se considera que el eje de las ruedas derechas de los vehículos, se acerca a la cara de la guarnición o al límite del carril correspondiente, treinta (30) centímetros como mínimo para el diseño de los voladizos de la losa de calzada, o sesenta (60) centímetros como mínimo para el diseño de otros elementos de la superestructura.

Modelo de carga viva vehicular.

- Modelo IMT 66.5: Aplicables a estructuras que se proyecten para carreteras de los tipos ET, A, B y C, según las clasificaciones establecida en el *Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal*, así como para las autopistas, que son carreteras de los tipos ET y A, con accesos controlados.

Análisis Longitudinal:

Este modelo de cargas vivas para el análisis longitudinal de claros iguales o mayores de treinta (30) metros, consiste en tres cargas concentradas (P_1 , P_2 , P_3) y una carga uniformemente distribuida (w), con los valores que enseguida se indican y distribuidas como se muestran en la figura 1 de esta norma. Para carreteras de Tipo C, según la clasificación establecida en el *Reglamento sobre el peso, Dimensiones que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal*, esas cargas deben multiplicarse por un factor de reducción de nueve décimos (0.9).

$$P_1 = 49 \text{ KN (5 t)}$$

$$P_2 = 235 \text{ KN (24 t)}$$

$$P_3 = 368 \text{ KN (37, 5 t)}$$

Para claros iguales o mayores de noventa (90) metros

$$W = 10 \text{ KN/m (1 ton/m)}$$

Para claros entre treinta (30) y noventa (90) metros

$$W = 10(L - 30)/60 \text{ (KN/m)}$$

Donde;

W = Carga uniformemente distribuida, (KN/m)

L = Longitud del claro, (m)

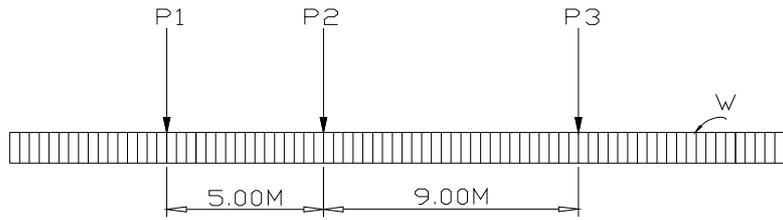


Figura 1: Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5, para el análisis longitudinal de puentes y estructuras similares, con claros iguales o mayores de 30m

Para claros menores de treinta (30) metros, $w = 0$ y P_2 se divide en dos (2) cargas iguales de ciento dieciocho (118) kilonewtons (12 t) y P_3 se divide en tres cargas iguales de ciento veintitrés (123) kilonewtons (12,5 t), en ambos casos, espaciadas uno coma dos (1,2) metros, como se muestra en la figura 2 de esta norma.

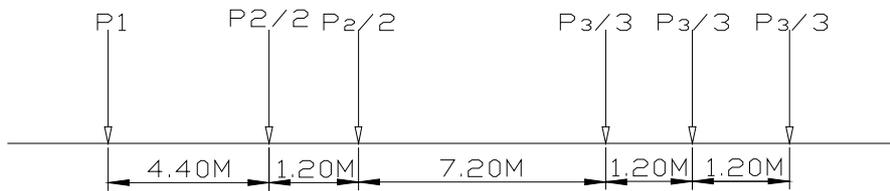


Figura 2: Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5, para el análisis longitudinal de puentes y estructuras similares, con claros menores de 30 m.

Factor de reducción en carriles múltiples

Cuando la máxima sollicitación por carga viva vehicular en un elemento ocurra por la presencia simultánea del modelo de carga en varios carriles, para tomar en cuenta la baja probabilidad de la coincidencia de posición para producir el máximo efecto, se aplican los factores de reducción que se indican en la tabla 2 de esta norma

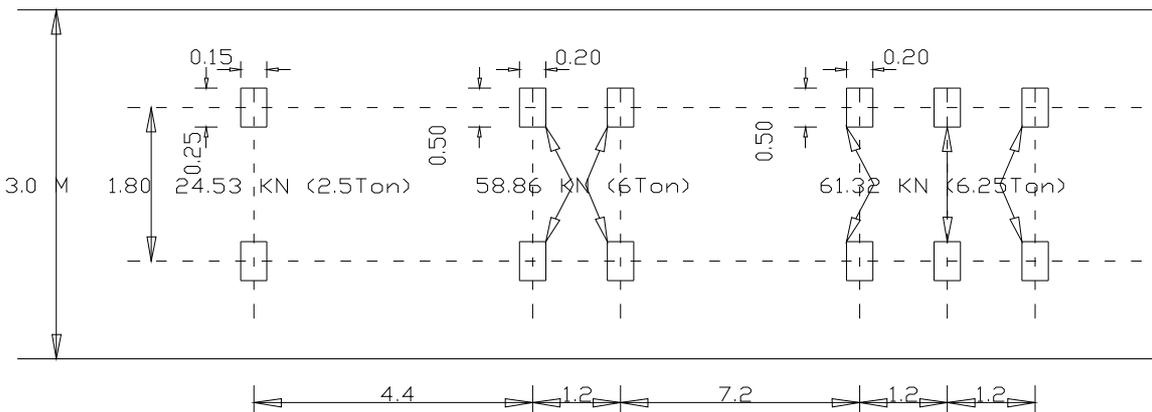


Figura 5: Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5, para el análisis transversal o tridimensional de puentes y estructuras similares.

Tabla 2.- Factores de reducción en carriles múltiples

Número de carriles Cargados:	Factor de reducción por presencia múltiple
1	1,00
2	0,90
3	0,80
4	0,70
5	0,60
6 o más	0,55

Carga viva lateral sobre guarniciones:

Las guarniciones se diseñan para resistir una fuerza lateral de siete coma treinta y seis (7,36) kilonewtons por metro (750 kg/m) de guarnición, aplicada en la parte superior de la misma o a veinticinco (25) centímetros por encima de la superficie de rodamiento si la altura de la guarnición es mayor.

Cargas sobre parapetos vehiculares.

Los parapetos vehiculares se diseñan para una carga horizontal lateral hacia fuera P de cuarenta y cuatro (44) kilonewtons (4.5 t).

Los Parapetos y Guarniciones se diseñan para una carga horizontal.

Si la banqueta, la guarnición y el parapeto forman un sistema integral en el diseño de la guarnición, se consideran los efectos de la carga aplicada sobre el parapeto.

Pero este analice no es aplicable a parapetos que hayan sido exitosamente probados al impacto de vehiculo, a escala natural, a satisfacción de la Secretaría.

Impacto:

Se denomina "impacto" a un 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 su 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. Pueden existir efectos resonantes cuando el periodo del sistema vehicular es similar a la frecuencia propia del puente. El incremento por impacto no se aplica a las cargas sobre la banqueta.

Los elementos estructurales en los que se considera el efecto del impacto, son:

- Superestructuras incluyendo columnas o muros de marcos rígidos.
- Pilas con o sin dispositivos de apoyo (independientemente del tipo de apoyos), excluyendo las zapatas u otros tipos de cimentación y las porciones de las pilas por debajo del nivel del terreno.
- Las porciones de los pilotes de acero o de concreto que sobresalgan del nivel del terreno y que soporten directamente la superestructura.

Los elementos mecánicos por carga viva se incrementan por efecto del impacto en los porcentajes siguientes:

Sesenta y cinco (75) por ciento para los elementos que integren una junta de dilatación en la calzada

Cuarenta (40) por ciento cuando el elemento mecánico es producido por un solo eje (desglosado) del modelo IMT 66.5 o del modelo IMT 20.5

Treinta (30) por ciento si el elemento mecánico es producido por dos (2) o tres (3) ejes desglosados de los modelos IMT 66.5 o IMT 20.5

Veinticinco (25) por ciento si el elemento mecánico es producido por más de tres (3) ejes (desglosados del modelo IMT 66.5)

N-PRY-CAR-6-01-004/01 (Viento)

Viento:

Esta Norma contiene los criterios generales para determinar las cargas eventuales debidas a la acción del viento, que actúan en puentes y estructuras similares, conforme a lo indicado en el Punto a) del Párrafo E.4.1.1. de la Norma N-PRY-CAR-6-01-001, *Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares* y en la Fracción F.1. de la Norma N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*.

Las cargas eventuales debidas a la acción del viento pueden ser:

- **Empujes estáticos**
- **Empujes dinámicos**
- **Vibraciones transversales al flujo**
- **Inestabilidad aeroelástica**

Las estructuras, según su importancia atendiendo al grado de seguridad aconsejable, y según su respuesta a la acción del viento de acuerdo con su sensibilidad a los efectos dinámicos del mismo, se clasifican como sigue:

SEGÚN IMPORTANCIA

Tipo A

Puentes y estructuras similares ubicados en o sobre carreteras de cuatro o más carriles, de los tipos ET4, A4 y B4, según la clasificación establecida en el *Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal*, o autopistas, que son carreteras de los tipos ET y A, con accesos controlados.

Tipo B

Puentes y estructuras similares ubicados en o sobre carreteras de dos carriles, de los tipos ET2, A2, B2, C y D, según la clasificación establecida en el *Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal*, y en caminos rurales.

Tipo C

Estructuras secundarias de corta duración, tales como señales, postes para alumbrado, soportes de instalaciones y anuncios publicitarios, entre otros; y para efectos de evaluación local, los elementos secundarios de las estructuras tipos A y B, como sus parapetos.

SEGÚN SU RESPUESTA A LA ACCIÓN DEL VIENTO

Tipo 1v

Estructuras poco sensibles a los efectos de ráfaga y a los dinámicos, como puentes rígidos con superestructuras formadas por armaduras simples o continuas, arcos, losas planas, o losas sobre vigas, en los que la *relación de aspecto*, es decir, el cociente entre el claro máximo horizontal y la menor dimensión perpendicular a dicho claro (peralte o ancho total), es menor o igual que treinta (30).

Tipo 2v

Estructuras con periodos propios largos de vibración, sensibles a los efectos de ráfaga que favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes en la dirección del viento. Se incluyen puentes flexibles que exceden una relación de aspecto de treinta (30).

Tipo 3v

Estructuras que además de reunir las características del Tipo 2v presentan importantes oscilaciones transversales al flujo del viento causadas por vórtices con ejes paralelos al eje longitudinal de la estructura. Se incluyen puentes de gran claro o gran altura con elementos esbeltos de superestructura o subestructura, aproximadamente cilíndricos o prismáticos.

Tipo 4v

Estructuras susceptibles de presentar problemas de inestabilidad aeroelástica, como los puentes flexibles soportados por cables (colgantes o atirantados)

DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS POR VIENTO

Para determinar las cargas debidas a la acción del viento sobre las estructuras, se utilizan los siguientes métodos de análisis, cuyos criterios de aplicación se establecen a continuación:

- Método Simplificado
- Método Estático
- Método Dinámico
- Métodos Experimentales

Para estructuras comunes cuya superestructura está formada por losas y vigas, con un claro máximo de cuarenta (40) metros, en lugar de las presiones y fuerzas indicadas en las tablas 1 y 2 de esta norma, se pueden aplicar las siguientes presiones y fuerzas, que actúan simultáneamente:

Presión de diseño sobre la superestructura:

- Transversal: 2 453 Pa (250 kg/m²)
- Longitudinal: 589 Pa (60 kg/m²)

Fuerza del viento sobre la carga viva:

- Transversal: 1,47 kN/m (150 kg/m)
- Longitudinal: 0,59 kN/m (60 kg/m)

N-PRY-CAR-6-01-005/01 (Sismo)

Sismo:

Esta Norma contiene los criterios generales para determinar las cargas eventuales debidas a la acción de los sismos, que actúan en puentes y estructuras similares, conforme a lo indicado en el Punto a) del Párrafo E.4.1.1. de la Norma N-PRY-CAR-6-01-001, *Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares* y en la Fracción F.1. de la Norma N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*.

Para efectos de esta Norma, las estructuras, según su importancia atendiendo al grado de seguridad aconsejable, y según su comportamiento sísmico de acuerdo con su respuesta a la acción del sismo, se clasifican como sigue:

- Según su importancia
- Según su comportamiento sísmico.

CONSIDERACIONES PREVIAS

El diseño de las estructuras para soportar las cargas eventuales debidas a la acción de los sismos, depende del riesgo de que éstos ocurran y de las características del suelo donde se construirán. El primero se infiere a partir de la regionalización sísmica del territorio nacional y las segundas se consideran con base en el comportamiento dinámico de los suelos típicos.

TIPOS DE SUELOS

Para tomar en cuenta la amplificación dinámica de la respuesta sísmica por efectos del suelo en el que se desplante la estructura, se consideran los suelos típicos que se indican a continuación, cuya clasificación se basa en los resultados de la exploración geotécnica realizada, aplicando métodos reconocidos de dinámica de suelos. A falta de datos el proyecto se realiza considerando un suelo Tipo III.

Suelos Tipo I

Suelos cuyo estrato superior está constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, en un espesor no menor de sesenta (60) metros.

Suelos Tipo II

Suelos cuyo estrato superior está formado por arcillas semirígidas, con o sin lentes de arena, o por otros suelos friccionantes, en un espesor igual o mayor de nueve (9) metros, sobreyaciendo a un estrato constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, con un espesor no menor de sesenta (60) metros.

Suelos Tipo III

Suelos cuyo estrato superior está formado por limos o arcillas blandas, en un espesor igual o mayor de doce (12) metros, sobreyaciendo a un estrato constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, con un espesor no menor de sesenta (60) metros.

DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS POR SISMO

Para determinar las cargas sobre las estructuras debidas a la acción de los sismos se utilizan los siguientes métodos de análisis, cuyos criterios de aplicación se establecen a continuación:

- Método Simplificado
- Método Cuasidinámico
- Método Dinámico
- Métodos Experimentales

En los métodos experimentales, el modelo se ensaya en forma unidimensional, bidimensional o tridimensional según los efectos que se investiguen.

N-PRY-CAR-6-01-006/01 (Combinaciones de Cargas)

Esta norma contiene los criterios generales para definir las combinaciones de cargas a que se refiere el párrafo E.4.1.2. de la Norma N-PRY-CAR-6-01-001, *Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares*, que deban utilizarse en la ejecución del anteproyecto o del proyecto de un puente o estructura similar, que realice la Secretaría con recursos propios o mediante un Contratista de Servicios.

Las combinaciones de cargas para diseño, son el conjunto de cargas permanentes, variables y eventuales determinadas conforme a lo indicado en las Normas N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*, N-PRY-CAR-6-01-005, *Sismo*, y que se agrupan dependiendo de la probabilidad de su ocurrencia simultánea en cada elemento de la estructura. Para cada caso específico y dependiendo de sus circunstancias particulares, se seleccionan los grupos de cargas aplicables para diseñar cada elemento, según la condición más desfavorable, considerando un incremento en los esfuerzos admisibles básicos para cada grupo cuando se utiliza el método de diseño por esfuerzos de trabajo o si se emplea el método de factores de carga, estableciendo en cada grupo los factores para obtener las cargas o acciones últimas a partir de los valores de servicio en función de la probabilidad de su ocurrencia simultánea.

Grupos de Cargas:

Los elementos de la estructura o de la cimentación sobre la que se apoye, se diseñan para resistir, en condiciones de seguridad, todos los grupos de carga que sean aplicables al tipo de estructura y a las condiciones particulares del sitio en donde ésta se ubique, considerando lo siguiente:

Cada grupo de cargas se integra por las combinaciones de cargas permanentes, variables y eventuales que sean aplicables, es decir:

Para el grupo N: $CP_N + CV_N + CE_N$ Donde;

N = Número del grupo a considerar

CP_N = Combinación de cargas variables para el grupo N

CV_N = Combinación de cargas variables para el grupo N

CE_N = Combinación de cargas eventuales para el grupo N

Dichas combinaciones comprenden las acciones sobre la estructura debidas a las siguientes cargas:

- Combinación de cargas permanentes (CP_N): $\beta_{CM}CM + \beta_{ET}ET$
- Combinación de cargas variables (CV_N): $\beta_V(V+I) + \beta_{FC}FC$
- Combinación (CE_N): $\beta_{VE}VE + \beta_{VCV}VCV + \beta_S S + \beta_{FL}FL + \beta_{ACT}(A+C+T) + \beta_{PL}PL + \beta_{SP}SP$

Donde:

CM = Carga muerta

ET = Empuje de tierra

VE = Viento sobre la estructura

VCV = Viento sobre la carga viva

A = Acortamientos de arcos

C = Efecto de la contracción por fraguado

FC = Fuerza centrífuga

FL = Frenaje

PL = Empuje dinámico

T = Efecto de temperatura

I = Impacto

V = Carga viva

S = Sismo

SP = Supresión

Tabla 1.- Coeficientes y factores para cada grupo de cargas

Grupo	Coeficiente β para cargas:											Factor de carga γ	Factor de incremento de esfuerzos F_{EA}	
	Permanentes		Variables		Eventuales									
	β_{CM}	β_{ET}	β_V	β_{FC}	β_{VE}	β_{VCV}	β_S	β_{FL}	β_{ACT}	β_{PL}	β_{SP}			
Cargas de Trabajo	I	1	[1]	1	1	0	0	0	0	0	1	1	-	1 ^[2]
	II	0	1	0	0	1	0	0	0	0	1	1	-	1,25
	II	1	[1]	1	1	0,3	1	0	1	0	1	1	-	1,25
	IV	1	[1]	1	1	0	0	0	0	1 ^[6]	1	1	-	1,25
	V	1	1	0	0	1	0	0	0	1 ^[6]	1	1	-	1,4
	VI	1	[1]	1	1	0,3	1	0	1	1 ^[6]	1	1	-	1,4
	VII	1	1	0	0	0	0	1	0	0	1	1	-	1,33
Factores de carga	I	[3]	[1]	1,5 ^[4]	1	0	0	0	0	0	1	1	1,3 ^[5]	-
	II	[3]	[1]	0	0	1	0	0	0	0	1	1	1,3	-
	III	[3]	[1]	1,2	1	0,3	1	0	1	0	1	1	1,3	-
	IV	[3]	[1]	1,2	1	0	0	0	0	1 ^[6]	1	1	1,25	-
	V	[3]	[1]	0	0	1	0	0	0	1 ^[6]	1	1	1,25	-
	VI	[3]	[1]	1,2	1	0,3	1	0	1	1 ^[6]	1	1	1,25	-
	VII	[3]	[1]	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1,3	-

[1] Para estos grupos de cargas, el valor de β_{ET} se determina conforme a lo indicado en los incisos D.2.3., D.3.5 de esta Norma.

[2] Véase el inciso D.2.2 de esta norma

[3] Para estos grupos de carga el valor de β_{CM} se determina conforme a lo indicado en los incisos D.3.4 de esta norma

[4] Véase el inciso D.3.3 de esta norma

[5] Véase el inciso D.3.2 de esta norma

[6] El factor β_{ACT} incluye los efectos de variación de la temperatura ambiental y los del gradiente térmico en el seno de la superestructura.

N-PRY-CAR-6-01-007/01 (Distribución de Cargas)

Esta Norma contiene los criterios generales para cuantificar los efectos de la carga viva en sistemas de piso de superestructura de puentes y estructuras similares, a que se refiere la Norma N-PRY-CAR-6-01-001, *Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares*, mediante el procedimiento simplificado denominado distribución de cargas, señalando las limitaciones para su aplicación y mencionando los métodos especiales de análisis estructural que se aplica cuando la estructura no satisface dichas limitaciones, para proyectos que realice la Secretaría con recursos propios o mediante un Contratista de Servicios.

El procedimiento de distribución de cargas, permite determinar en forma simplificada los efectos de la carga viva en los elementos del sistema de piso de una superestructura.

La distribución de cargas en el caso de las losas, consiste en la definición de un ancho efectivo en el que se supone se distribuye la carga de rueda y en el caso de largueros, piezas de puente (Figura 1), vigas y vigas maestras, en la determinación del llamado factor de concentración que es la fracción de carga de rueda que se aplicará para su análisis.

Largueros y vigas interiores:

El momento flexionante por carga viva para cada elemento interior se calculará aplicando al larguero los factores de concentración (fracciones de la carga por rueda) que se indica en la tabla 1 de esta norma.

Distribución de carga de rueda en vigas Longitudinales

Clase de piso	Puente con un solo carril de tránsito	Puente con dos o más Carriles de tránsito
De concreto sobre vigas metálicas o trabes de concreto presforzado	$S_L / 2,15$ Para $S_L \leq 3,00$	$S_L / 1,65$ Para $S_L \leq 4,20$
De concreto sobre vigas "T" de concreto	$S_L / 2$ Para $S_L \leq 1,80$	$S_L / 1,8$ Para $S_L \leq 3,00$
De concreto sobre trabes múltiples de sección cajón de concreto	$S_L / 2,45$ Para $S_L \leq 3,60$	$S_L / 2,15$ Para $S_L \leq 4,80$
Parrilla de acero con espesor menor de 10 cm	$S_L / 1,35$ Para $S_L \leq 1,80$	$S_L / 1,2$ Para $S_L \leq 3,20$
Parrilla de acero con espesor mayor de 10 cm	$S_L / 1,80$ Para $S_L \leq 1,80$	$S_L / 1,5$ Para $S_L \leq 3,20$

[*] Cuando el valor exceda del límite indicado en la tabla para cada caso, la carga de cada larguero es la reacción de las cargas por rueda considerando que el piso entre largueros actúa como una viga simplemente apoyada.

S_L es la separación entre largueros o vigas adyacentes, medida entre centros de almas, en metros

Losas simplemente apoyadas:

Se denomina claro efectivo, Se , al valor del claro que se utilizará en el cálculo de losa.

Distancia de la carga por rueda a la orilla:

Para el diseño de losas, se considerará que el eje de la carga por rueda queda a treinta (30) centímetros de la cara de la guarnición. Si no existen guarniciones ni banquetas, la carga de rueda se considera a treinta (30) centímetros de la cara interior del parapeto.

Momento Flexionante:

El momento flexionante, por metro de ancho de losa, se calculará según los caso A que se detallan a continuación, a menos que se empleen métodos más exactos, considerando el área de contacto de la llanta que se indica en la norma N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*.

Caso A: Refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito (claro de 0,60 m a 7,30 m)

A menos que se realice un análisis más detallado, el momento flexionante por carga viva para claros libremente apoyados se determina según la siguiente expresión:

$$M = \frac{Se + 0,60}{7,5} P$$

Donde;

Se = Claro efectivo, (m), (ver fracción F.1. de esta norma)

P = Carga sobre una rueda trasera de camión; 61,3 KN (6250 kg) para el modelo IMT 66.5 y 44,1 KN (4500 kg) para el modelo IMT 20.5 de acuerdo con lo indicado en la norma N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*.

El momento se obtiene en kg-m por metro de ancho de losa.

Este momento se incrementa para tomar los efectos de impacto según se indica en la Norma N-PRY-CAR-6-01-003, *Cargas y Acciones*.

Losas en voladizo:

Al aplicar la fórmula siguiente para diseñar losas en voladizo, se considera que la losa soporta por si sola la carga con independencia de los efectos de cualquier elemento de apoyo a lo largo del extremo libre del voladizo.

Cargas de rueda

Caso A: Refuerzo perpendicular al tránsito

Para el cálculo del momento por carga viva en los voladizos se considera que la carga de rueda se distribuye en el ancho E proporcionado por la siguiente fórmula.

$$E = 0,8X + 1,15$$

Donde;

X = Distancia del eje de la carga por rueda a la sección en consideración, (m)

El momento en kg-m por metro de ancho de losa es PX/E

Refuerzo de Distribución:

Para permitir la distribución lateral de cargas vivas concentradas se coloca refuerzo transversal al refuerzo principal en todos los lechos inferiores de las losas, excepto en aquellas que tienen un colchón de terracería con espesor mayor de sesenta (60) centímetros.

La cuantía del refuerzo de distribución es un porcentaje del refuerzo principal requerido por momento positivo, que se determina por las siguientes expresiones:

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito

$$Rd1 = 55/\sqrt{Se}, \text{ máximo } 50\%$$

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito

$$Rd2 = 120/\sqrt{Se}, \text{ máximo } 67\%$$

Donde Se es el claro efectivo, (m)

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección de l tránsito, la cuantía de refuerzo de distribución determinada con la expresión anterior se usa en la mitad central del claro de la losa y en los cuartos extremos puede reducirse al cincuenta (50) por ciento.

N-PRY-CAR-6-03-002 (Elementos de Concreto Presforzado)

Esta Norma contiene disposiciones para el diseño estructural de elementos de concreto presforzado de puentes y estructuras similares; sin embargo, para claros excepcionalmente grandes o estructuras poco comunes, lo presentado podrá no ser del todo aplicable por lo que su análisis, diseño y detallado se efectuarán en condiciones y bajo estudios especiales.

Las estructuras de concreto presforzado son aquellas que están sujetas a la acción de tendones de acero activos que le inducen esfuerzos previos a la aplicación de las cargas y donde el concreto resiste los esfuerzos de compresión y los aceros de presfuerzo y de refuerzo los esfuerzos de tensión

MATERIALES

CONCRETO

La resistencia a compresión del concreto, f'_c , se determinará conforme a lo indicado en el Inciso D.1.1. de la Norma N-PRY-CAR-6-03-001, *Concreto Reforzado* (esta última norma en espera de aprobación) Su resistencia no será menor de veintiocho (28) megapáscales (285 kg/cm²) para elementos pretensados, ni menor de veinticuatro (24) megapáscales (245 kg/cm²) para elementos postensados.

No se transmitirán esfuerzos al concreto hasta que este haya alcanzado su resistencia especificada a la compresión, a menos que el proyecto indique lo contrario y así lo apruebe la Secretaría. Los requisitos de calidad y características generales se especifican en las Normas para concreto Reforzado en su inciso E.1.

ACERO

Acero presforzado

Las barras, alambres y cables de acero para presfuerzo cumplirán con lo indicado en El acero para presfuerzo en sus modalidades de barras, alambres y cables se ajustarán en todo a lo especificado en las Normas Oficiales Mexicanas.

Vigas de concreto precolado y presforzado con patines superiores anchos

Para secciones compuestas donde las losas o patines se consideran trabajando íntegramente con la viga precolada y presforzada, el ancho efectivo del alma de la viga, será el menor de los siguientes valores.

Seis (6) veces el espesor máximo del patín original de la viga a cada lado del alma, sin tomar en cuenta los acartelamientos para el espesor máximo, mas los anchos del alma y los acartelamientos.

El ancho total del patín superior original.

El ancho efectivo de patín de la sección compuesta debe ser el menor de los siguientes:

- Un cuarto (1/4) de la longitud del claro de la trabe, que se determina como se indica en la Fracción E.3.
- Seis (6) veces el espesor de la losa a cada lado del ancho efectivo del alma, que se determina como se indica en el Párrafo E.5.3.1. de esta Norma, mas el ancho efectivo del alma.
- Un medio (1/2) de la distancia libre a cada lado del ancho efectivo del alma mas el ancho efectivo del alma.

DIAFRAGMAS

Los diafragmas se consideraran conforme a la indicado en esta Fracción y se omitirán cuando las pruebas o el análisis estructural demuestren que no son necesarios.

En general se deberán colocar diafragmas en los extremos de los claros tanto colados en el lugar como en los precolados, presfuerzados o no. No se requieren diafragmas intermedios para claro menores a los 12 (doce) metros, se recomienda un diafragma intermedio para claros comprendidos entre 12 (doce) y 24 (veinticuatro) metros y diafragmas en los tercios para claros mayores.

ESFUERZOS ADMISIBLES

El diseño de elementos precolados y presfuerzados se basa, generalmente, en una resistencia a la compresión del concreto, f'_c , de treinta y cuatro (34) megapáscales (350 kg/cm²). Este último valor se podrá incrementar hasta (41) megapáscales (420 kg/cm²) si a juicio del proyectista, es razonable esperar que se obtenga esta resistencia en forma consistente. Aun mayores resistencias del concreto pueden ser consideradas en casos particulares. En estos casos, el proyectista estará completamente convencido de que el control de calidad de los materiales y el procedimiento de elaboración son adecuados para obtener la resistencia requerida. Las consideraciones de esta Cláusula también son aplicables en el diseño de estructuras de concreto presforzado y partes componentes con menor resistencia del concreto.

Acero de presfuerzo

Elementos pretensados:

Esfuerzo inmediatamente antes de la transferencia

- Torones de baja relajación..... $0,75f'_s$
- Torones de esfuerzo relevado..... $0,70f'_s$

Esfuerzo por cargas de trabajo después de las pérdidas $0,80f_y^*$

Donde:

f_s' = Esfuerzo último del acero de presfuerzo

f_y^* = Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo

= $0,90f_s'$ para alambre o torón de baja relajación

= $0,85f_s'$ para alambre o torón de esfuerzo relevado

Concreto

Esfuerzos temporales previos a las pérdidas por contracción y flujo plástico

Compresión:

Elementos pretensados..... $0,60f_{ci}'$

Tensión:

- Zona de tensión por precompresión.....No se especifican esfuerzos admisibles temporales. Ver el Párrafo F.3.1.2. para esfuerzos admisibles después de las pérdidas.

Otras zonas:

- Zonas de tensión con refuerzo no adherido..... $1,38 \text{ MPa}$ ó $0,25\sqrt{f_c'}$ (MPa)(14 kg/cm^2 ó $0,80\sqrt{f_c'}$ (kg/cm²))
- Donde el calculo del esfuerzo de tensión exceda el valor anterior, se debe proporcionar refuerzo adherido para resistir la fuerza total de tensión en el concreto considerando la sección no agrietada. El esfuerzo máximo de tensión no debe exceder..... $0,62\sqrt{f_c'}$ (MPa).....($1,99\sqrt{f_c'}$ (kg/cm²))

Donde f_{ci}' es la resistencia a compresión del concreto en el instante del presfuerzo inicial.

Esfuerzos por cargas de trabajo después de que las pérdidas han ocurrido

Compresión:

- Los esfuerzos de compresión provocados por todas las combinaciones de carga, excepto los indicados en las siguientes Viñetas, no deben exceder de $0,60f_c'$.
- Los esfuerzos de compresión debidos al presfuerzo efectivo mas cargas permanentes (carga muerta), no deben exceder de $0,40f_c'$.

- El esfuerzo de compresión debido a las cargas vivas mas un medio (1/2) de la suma de los esfuerzos de compresión debidos al presfuerzo y las carga permanentes (carga muerta), no debe exceder de $0,40f'_c$.

Tensión en la zona de tensión por precompresión:

- Para elementos con refuerzo por adherencia, incluyendo los torones de presfuerzo adheridos..... $0,50\sqrt{f'_c}$ (MPa)..($1,59\sqrt{f'_c}$ (kg/cm²))
- Para condiciones severas de exposición a la corrosión, como zonas costeras..... $0,25\sqrt{f'_c}$ (MPa)..($0,80\sqrt{f'_c}$ (kg/cm²))
- Para miembros sin refuerzo por adherencia.....0

Esfuerzos de agrietamiento

- Módulo de ruptura, f'_r , obtenido de pruebas, o si no se dispone de el.
- Para concreto de peso normal..... $0,62\sqrt{f'_c}$ (MPa)..($1,99\sqrt{f'_c}$ (kg/cm²))
- Para concreto a base de aligerados ligero..... $0,52\sqrt{f'_c}$ (MPa)..($1,67\sqrt{f'_c}$ (kg/cm²))
- Para todos los otros concretos aligerados..... $0,46\sqrt{f'_c}$ (MPa)..($1,46\sqrt{f'_c}$ (kg/cm²))

Esfuerzos en el apoyo del anclaje

Para cargas de trabajo en anclajes postensados.....20,7 MPa (210kg/cm²),sin exceder de $0.9 f'_ci$

Pérdidas por presfuerzo:

Las pérdidas de presfuerzo debidas a todas las causas, excluyendo la de fricción, pueden estimarse por el siguiente método. El método esta basado en concreto de peso normal y alguno de los siguientes tipos de acero de presfuerzo: cables de siete (7) alambres y torones de baja relajación o esfuerzo relevado, con esfuerzo entre mil setecientos veinticuatro (1 724) megapáscales (17 575 kg/cm²) y mil ochocientos sesenta y dos (1 862) megapáscales (18 985 kg/cm²); alambres de esfuerzo relevado con esfuerzo de mil seiscientos cincuenta y cinco (1 655) megapáscales (16 875 kg/cm²); varillas lisas o corrugadas con esfuerzo entre mil (1 000) megapáscales (10 195 kg/cm²) y mil ciento cuatro (1 104) megapáscales (11 250 kg/cm²). Para las perdidas por presfuerzo de concretos con agregados ligeros se debe consultar en datos registrados experimentalmente y de comprobada eficacia.

Las pérdidas totales se determinan con la siguiente expresión.

$$\Delta f_s = SH + ES + CR_c + CR_s$$

Δf_s = Pérdidas totales excluyendo las pérdidas por fricción citadas en el Inciso F.4.1., (MPa), kg/cm²

SH = Pérdidas por contracción del concreto, (MPa), kg/cm²

ES = Pérdidas por acortamiento elástico, (MPa), kg/cm²

CR_c = Pérdidas por flujo plástico del concreto, (MPa), kg/cm²

CR_s = Pérdidas por relajación del acero de presfuerzo, (MPa), kg/cm²

Contracción por fraguado:

Elementos pretensados:

$$SH = 117 - RH \quad (\text{MPa}) \quad \text{ó}$$

$$SH = 1195 - 10,5RH \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

Donde; RH es la humedad relativa media anual del ambiente, (%)

Acortamiento elástico:

Elementos pretensados:

$$ES = \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cir}$$

Donde;

E_s = Modulo de elasticidad del torón de acero presforzado, considerado de 193121 MPa (1968615 kg/cm²)

E_{ci} = Modulo de elasticidad del concreto en la transferencia de esfuerzos, obtenido conforme a lo indicado en el Párrafo D.1.1.1 de la Norma N•PRY•CAR•6•03•001, Concreto Reforzado (esta última norma en espera de revisión y aprobación), haciendo la sustitución de f_{ci} por f'_c en las expresiones, (MPa), kg/cm²

f_{cir} = Esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero presforzado, provocado por la fuerza de presfuerzo y la carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia; f_{cir} debe calcularse en la sección o secciones de máximo momento. (En esta etapa, el esfuerzo inicial en el tendón ha sido reducido por el acortamiento elástico del concreto y la relajación del tendón durante la colocación y curado del concreto en elementos pretensados, o por el acortamiento elástico del concreto y la fricción del tendón en elementos postensados.

Las reducciones del esfuerzo inicial del tendón debidas a estos factores pueden estimarse, o considerar el esfuerzo reducido del tendón igual a $0,63f'_s$ para torones de esfuerzo relevado y $0,69f'_s$ para torones de baja relajación en elementos pretensados típicos), (MPa), kg/cm^2

Flujo Plástico del concreto:

Se utiliza la siguiente expresión tanto para elementos pretensados como postensados:

$$CR_c = 12 f_{cir} - 7f_{cds}$$

Donde f_{cds} es el esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo, provocado por todas las cargas muertas a excepción de la carga muerta presente en el instante en que la fuerza de presfuerzo es aplicada.

Relajación del acero de presfuerzo:

Elementos pretensados:

- Torones de esfuerzo relevado con esfuerzo de fluencia entre mil setecientos veinticuatro (1 724) megapáscales ($17\,575\text{ kg/cm}^2$) y mil ochocientos sesenta y dos (1 862) megapáscales ($18\,985\text{ kg/cm}^2$)

$$CR_s = 138 - 0,4ES - 0,2(SH + CR_c) \text{ (MPa) } \acute{o}$$

$$CR_s = 1405 - 0,4ES - 0,2(SH + CR_c) \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

- Torones de baja relajación con esfuerzo de fluencia entre mil setecientos veinticuatro (1 724) megapáscales ($17\,575\text{ kg/cm}^2$) y mil ochocientos sesenta y dos (1 862) megapáscales ($18\,985\text{ kg/cm}^2$)

$$CR_s = 34 - 0,1ES - 0,05(SH + CR_c) \text{ (MPa) } \acute{o}$$

$$CR_s = 350 - 0,1ES - 0,05(SH + CR_c) \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Resistencia a la Flexión:

Se puede considerara que los elementos de concreto presforzado son elementos no agrietados sujetos a la combinación de esfuerzos axiales y de flexión bajo las cargas especificadas de trabajo. En el cálculo de las propiedades de la sección, el área transformada del refuerzo adherido puede ser incluida en elementos pretensados y en elementos postensados después de la lechada; pero se deben restar las áreas de los dúctos antes de la adherencia de los tendones.

Secciones rectangulares

Si la viga tiene únicamente acero de presfuerzo, ya sea sección rectangular o sección patín en la que el peralte del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, a , no es mayor que el espesor del patín en compresión, t , y además satisfacen el requisito de máximo acero de presfuerzo en secciones rectangulares conforme a lo indicado en el Inciso F.6.1. de esta Norma, el momento resistente de diseño se determina con la siguiente expresión.

$$\phi M_n = \phi \left[A_s^* f_{su}^* d \left(1 - 0,6 \frac{p^* f_{su}^*}{f'_c} \right) \right]; \quad \text{Si } a \leq t \quad a = \frac{A_s^* f_{su}^*}{0,85 f'_c b}$$

Donde:

M_n = Momento resistente nominal en una sección, (MNm), kgcm

A_s^* = Área del acero de presfuerzo, (m²), cm²

f_{su}^* = Esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo en carga última, (MPa), kg/cm²

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza de presfuerzo, (m), cm

p^* = A_s^*/bd , relación de acero de presfuerzo, (adimensional)

b = Ancho de patín de secciones con patín o ancho de secciones rectangulares, (m), cm

Esfuerzo del acero:

Si el valor de f_{su}^* no es determinado con mayor exactitud por un análisis detallado a satisfacción de la Secretaría, se pueden utilizar los siguientes valores:

Elementos adheridos:

Con acero de presfuerzo únicamente

$$f_{su}^* = f'_s \left[1 - \frac{\gamma^*}{\beta_1} \left(\frac{p^* f'_s}{f'_c} \right) \right]$$

Donde:

f'_s = Como se definió en el Inciso F.3.1.

β_1 = Factor para la resistencia del concreto determinado conforme a lo indicado en el Inciso F.1.4. de la Norma N•PRY•CAR•6•03•001, Concreto Reforzado (esta última norma en espera de revisión y aprobación), (adimensional)

γ^* = Factor para el tipo de acero de presfuerzo, (adimensional):

= 0,28 para acero de baja relajación

= 0,40 para acero de esfuerzo relevado

= 0,55 para barras

Con acero de presfuerzo y acero de refuerzo no presforzado en tensión

$$f_{su}^* = f'_s \left\{ 1 - \frac{\gamma^*}{\beta_1} \left[\frac{p^* f'_s}{f'_c} + \frac{d_t}{d} \left(\frac{pf_{sy}}{f'_c} \right) \right] \right\}$$

Elementos no adheridos:

$$f_{su}^* = f_{se} + 103 \quad (\text{MPa}) \quad \text{ó} \quad f_{su}^* = f_{se} + 1055 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Donde f_{se} es el esfuerzo efectivo en los torones de presfuerzo después de las pérdidas.

Los valores de f_{su}^* obtenidos en los tres (3) casos son validos si las propiedades de esfuerzo deformación del acero de presfuerzo se aproximan a las especificadas y el presfuerzo efectivo después de las pérdidas no es menor que $0,5f'_s$.

Máximo acero de presfuerzo

Los elementos de concreto presforzado se deben diseñar de tal forma que el acero este fluyendo cuando se alcance la capacidad última. En general, el índice de refuerzo de secciones con únicamente acero presforzado es el siguiente.

- Para secciones rectangulares: $\frac{p^* f_{su}^*}{f'_c}$
- Para secciones con patín: $\frac{A_{sr} f_{su}^*}{b' df'_c}$

Cortante:

Los elementos de concreto presforzado en flexión, excepto losas macizas y zapatas, deben ser reforzados para resistir los esfuerzos de tensión diagonal y cortante. Las losas dípteras deben ser revisadas por cortante, pero se puede omitir el refuerzo por cortante si la fuerza cortante factorizada, V_u , es inferior a la mitad (1/2) de la resistencia a cortante proporcionada por el concreto.

El refuerzo del alma debe consistir de estribos o de mallas de alambre soldado perpendiculares al eje del elemento. El refuerzo del alma se debe extender hasta una distancia d desde la fibra extrema en compresión y estará tan cerca de esa fibra y de la extrema en tensión como los requerimientos de recubrimiento y la proximidad del refuerzo longitudinal lo permitan. El refuerzo del alma debe ser anclado en ambos extremos para que desarrolle su esfuerzo de fluencia de acuerdo con lo indicado de la Norma N-PRY-CAR-6-03-001, *Concreto Reforzado (esta última norma en espera de revisión y aprobación)*.

Los elementos se diseñarán para la siguiente condición de cortante.

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante factorizada en la sección considerada

V_c = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo del alma

Resistencia a cortante proporcionada por el concreto

La resistencia a cortante proporcionada por el concreto, V_c , debe ser tomada como el menor de los valores obtenidos con las siguientes expresiones, V_{ci} ó V_{cw} .

Resistencia a cortante V_{ci}

$$V_{ci} = 4,98\sqrt{f'_c}b'd + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}}; \quad f'_c \text{ en MPa, } b' \text{ y } d \text{ en cm}$$

$$\text{ó } V_{ci} = 0,16\sqrt{f'_c}b'd + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}}; \quad f'_c \text{ en kg/cm}^2, b' \text{ y } d \text{ en cm}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} (0,5\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d); \quad f'_c \text{ en MPa} \quad \text{ó} \quad M_{cr} = \frac{I}{Y_t} (1,59\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d); \quad f'_c \text{ en kg/cm}^2$$

Donde:

V_{ci} = Fuerza nominal de cortante cuando el agrietamiento diagonal resulta de la combinación de cortante y momento, (N), kg

V_d = Fuerza cortante en la sección debida a la carga muerta no factorizada, (N), kg

M_{max} = Momento factorizado máximo en la sección debido a las cargas externas, (Nm), kg-cm

V_i = Fuerza cortante factorizada en la sección debido a las cargas externas en la misma sección en que ocurre simultáneamente M_{max} , (N), kg

M_{cr} = Momento debido a cargas externas que provoca el agrietamiento por flexión en la sección, (Nm), kgcm

I = Momento de inercia alrededor del eje centroídal horizontal de la sección transversal, (cm⁴)

Y_t = Distancia vertical desde el eje centroídal horizontal de la sección gruesa, despreciando el refuerzo, a la fibra extrema en tensión, (cm)

f_d = Esfuerzo debido a la carga muerta no factorizada en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tensión es provocado por las cargas externas, (MPa), kg/cm²

Si V_{ci} resulta menor que $14,12(f'_c)^{1/2}b'd$ (N y f'_c en MPa) ó $0,45(f'_c)^{1/2}b'd$ (kg y f'_c en kg/cm²), se utiliza este ultimo valor para V_{ci} , mientras que d no debe ser considerado menor que $0,8h$.

M_{max} y V_i , deben ser calculados de la combinación de carga que provocan el máximo momento en la sección de acuerdo con lo indicado en la Norma N·PRY·CAR·6·01·006, *Combinaciones de cargas*.

CAPITULO 3

DIFERENCIAS PRINCIPALES ENTRE NORMAS AASHTO E IMT

➤ **EL TIPO DE VEHICULO DE DISEÑO**

Vehiculo de diseño de la norma AASHTO

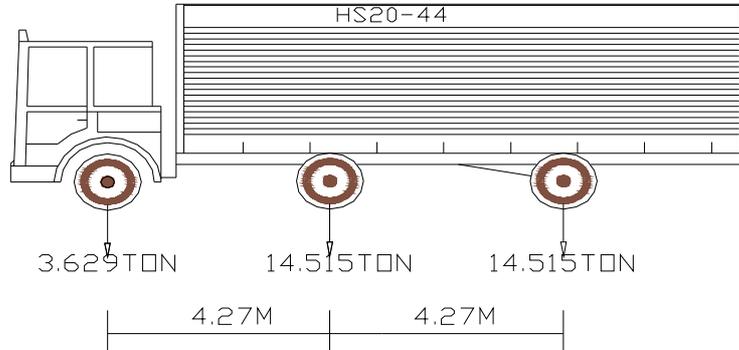


Fig. 1

Vehiculo de diseño de la norma SCT

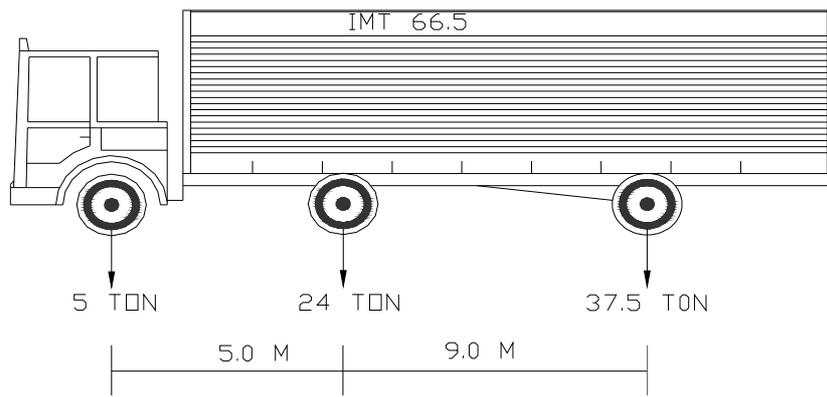
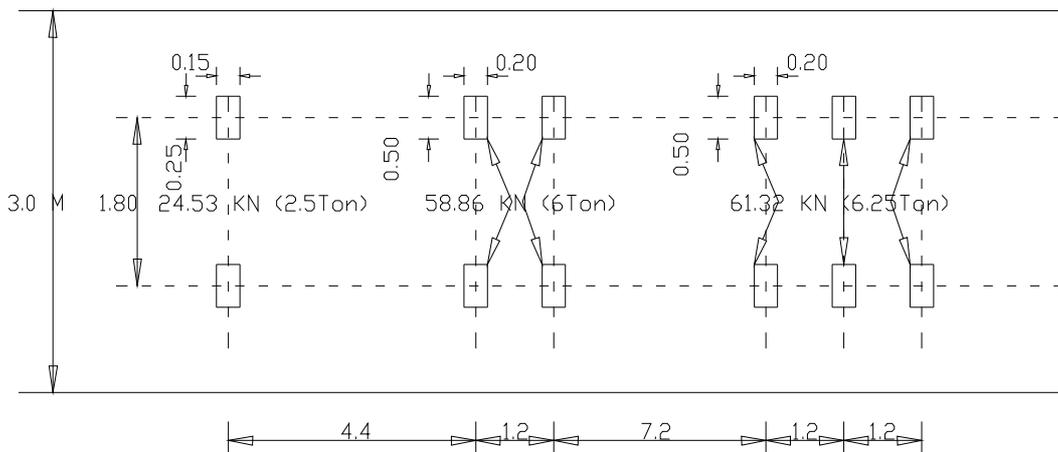


Fig. 2



Desglose del Vehículo IMT 66.5 Fig. 3

Estos vehículos son considerados para el análisis longitudinal en claros igual o mayor que 30 metros, estos concentran la carga en tres ejes, tal como se muestran en la figura 1 y 2.

Asiando notar que las diferencia física entre ellos es el peso de cada eje y dimensiones de los mismos, por tanto los elementos mecánicos para el diseño (cortantes y momentos) son mayores los del vehículo IMT 66.5 que los HS20-44, habiendo considerado un claro de 30 metros lineales.

Cabe señalar que en casos donde el claro sea menor de 30 metros, los elementos mecánicos de diseño (cortantes y momentos) del vehículo HS20-44 pueden ser mayores o iguales a los del IMT 66.5, debido a que la separación entre ejes de este son menores al del IMT 66.5.

➤ **ELFACTOR DE REDUCCIÓN EN CARRILES MÚLTIPLES**

Norma AASHTO

Uno o dos carriles.....	100%
Tres carriles.....	85%
Cuatro carriles o más.....	65%

Norma SCT

Número de carriles Cargados:	Factor de reducción por presencia múltiple
1	1,00
2	0,90
3	0,80
4	0,70
5	0,60
6 o más	0,55

➤ **FACTOR DE IMPACTO**

Norma AASHTO

En esta normativa se determina a través de la siguiente expresión;

$$I = 15.24/L+38.10$$

Norma SCT (Para tres carriles)

Treinta (30) por ciento si el elemento mecánico es producido por dos (2) o tres (3) ejes desglosados de los modelos IMT 66.5 o IMT 20.5

➤ **FACTOR DE CONCENTRACIÓN**

AASHTO (Puente proyectado para tres carriles de tránsito)

S/1.68

SCT (Puente proyectado para tres carriles de tránsito)

S/1.65

Otra elemento importante por el cual se diferencia una normativa de la otra es la carga sísmica, pero esta siempre va a hacer diferente, ya que el espectro de México es diferente al de los Estados Unidos, Así mismo la características del suelo son diferentes en cada país.

CAPITULO 3

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1.- Descripción general de la estructura (topología)

La estructura esta formada por una superestructura simplemente apoyada en marcos rígidos (Caballetes y Pilas) y una infraestructura a base de cimentación profunda.

Los elementos principales estructurales en este proyecto es el concreto reforzado de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ e $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ para los elementos presforzados y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

La superestructura esta formada por 6 traveses presforzados con cables (torones) de acero de alta resistencia a la compresión y tensión, estas a su vez son reforzadas con acero de grado 60.

Metodología para el diseño del puente Santiago

Superestructura:

- ✓ Análisis de Carga Muerta y Carga viva
- ✓ Determinación del Factor de Impacto
- ✓ Obtención de los elementos mecánicos (Momento por carga muerta y por carga viva)
- ✓ Revisión del peralte (espesor) de la losa.
- ✓ Calculo del área de acero por flexión, temperatura y distribución.
- ✓ Diseño de las vigas Presforzadas (diseño de acero de presfuerzo, revisión por acortamiento elástico, flujo plástico y la resistencia a flexión etc).

Subestructura:

- ✓ Análisis de Carga Muerta, Peso Propio y Carga viva
- ✓ Determinación del Factor de impacto
- ✓ Obtención de los elementos mecánicos (cortantes y momentos por carga viva, peso propio y carga muerta)
- ✓ Diseño de Cabezal y Diafragma
- ✓ Cálculos de esfuerzos por empuje de tierra
- ✓ Análisis por Sismo y Viento
- ✓ Revisión del peralte (espesor) de el cabezal y diafragma
- ✓ Diseño de las columnas del caballete y pilas
- ✓ Diseño de las bases de cimentación (Zapatatas)
- ✓ Revisión por los grupos de combinación de carga (grupo I y VII)
- ✓ Calculo del área de acero por flexión, temperatura y distribución de cada parte del caballete.

En está se considera la fuerza de cuerpos flotantes ya que tenemos 4 pilas intermedias y se analizan los mismos de acuerdo a las recomendaciones por el estudio topohidráulico. Así mismo se considera la fuerza de viento considerando el esviaje del puente, según indica cada normativa.

Infraestructura:

- ✓ Revisión del nivel de desplante considerando la socavación
- ✓ Análisis de los esfuerzos del suelo a desplantar
- ✓ Diseño de la cimentación profunda (pilotes o pilastras)

3.2.- Análisis comparativo de normas para diseño

Para realizar este análisis se consideraron los datos y estudios previos del puente Río Grande de Santiago, realizando así un diseño estructural con normas AASHTO y otro con normas IMT, ambas normativas con criterios diferentes.

Las normas AASHTO e IMT consideran para un claro de 30 m los siguientes elementos importantes en el diseño:

AASHTO

$V_{m\acute{a}x} = 29.56 \text{ ton}$ - Carga Móvil por carril
 $M_{m\acute{a}x} = 206.74 \text{ ton-m}$ - Carga Móvil por carril
Factor de Impacto = 1.224
Factor de Concentración = 0.5357
Factor de Reducción en Múltiples carriles: 0.90, para tres carriles

SCT

$V_{m\acute{a}x} = 56.97 \text{ ton}$ - Carga Móvil por carril
 $M_{m\acute{a}x} = 366 \text{ ton - m}$ - Carga Móvil por carril
Factor de Impacto = 1.30
Factor de concentración = 0.5454
Factor de Reducción en Múltiples carriles: 0.80, para tres carriles

Estos elementos arriba mencionados son los más importantes en el diseño estructural del Puente Río Grande de Santiago.

De acuerdo al análisis de diseño realizado con cada una de las normas, se determina que la diferencia entre las normativas es la carga viva, el factor de impacto y el factor de concentración, pero estos elementos al ser afectados por el factor de reducción en múltiples carriles como es este el caso analizado no hay variación alguna en el diseño estructural de ambas normativas.

Las bases de diseño estructural en ambas normas se toma del reglamento del ACI (american concret institute) (318) por ejemplo;

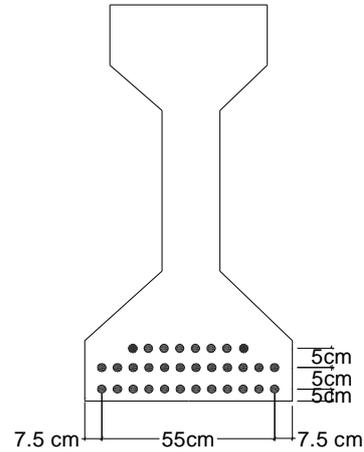
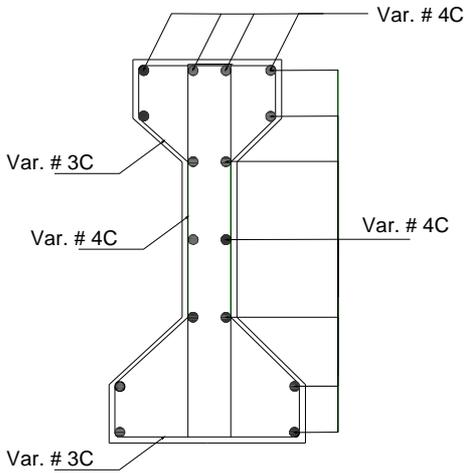
Para revisar el peralte se hace uso de esta expresión;

Para calcular el acero por flexión, se emplea esta formula $d = \sqrt{\frac{M \times 10^5}{k \times b}}$
 $A_s = \frac{M \times 10^5}{f_s \times j \times d}$

Las AASHTO se base en estas expresiones al igual que el SCT, lo único que las diferencia son las unidades métricas, pero ambas normativas se basan en ellas.

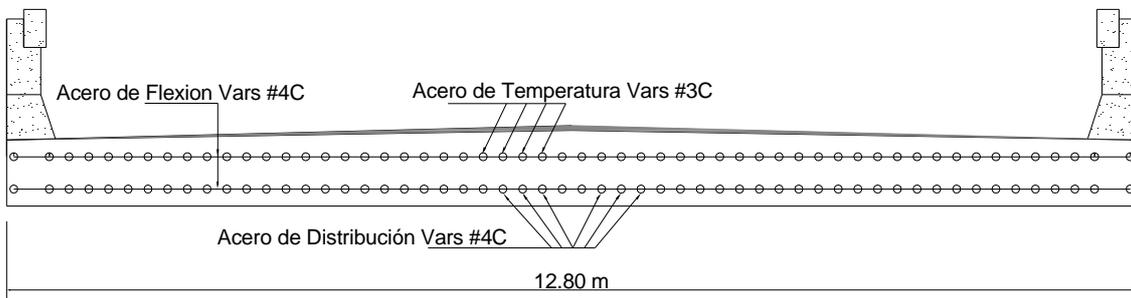
3.3.- Detalles generales estructurales del puente Santiago aplicando las diferentes normativas.

Norma AASHTO (Vigas AASHTO tipo IV – Pretensadas)

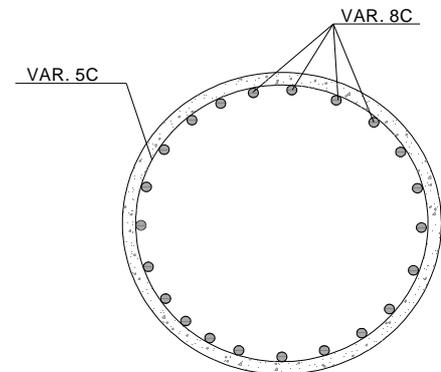
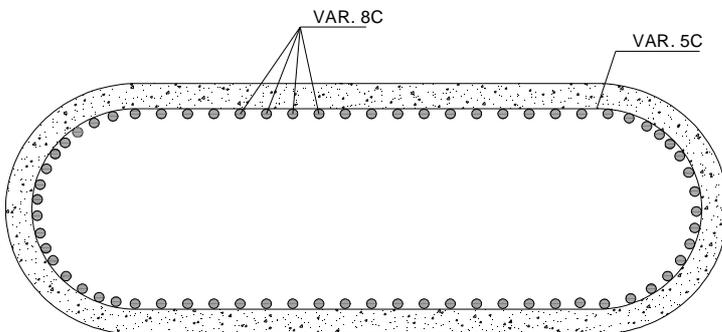


DETALLE DE REFUERZO

DETALLE DE PREFUERZO



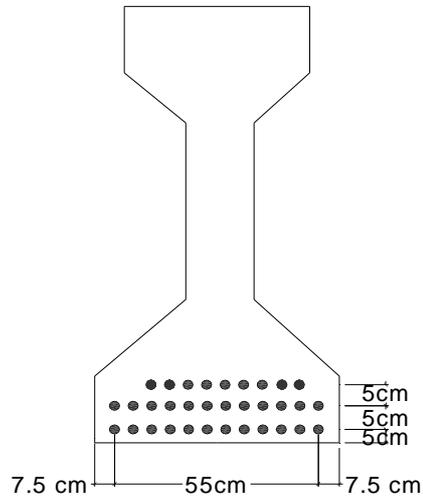
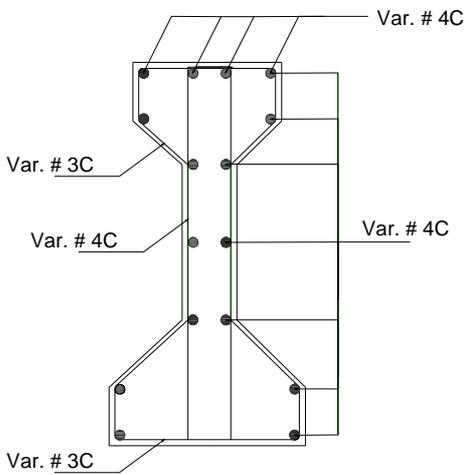
DETALLE ESTRUCTURAL DE SUPERESTRUCTURA



ACERO DE REF. EN PILA INTER.

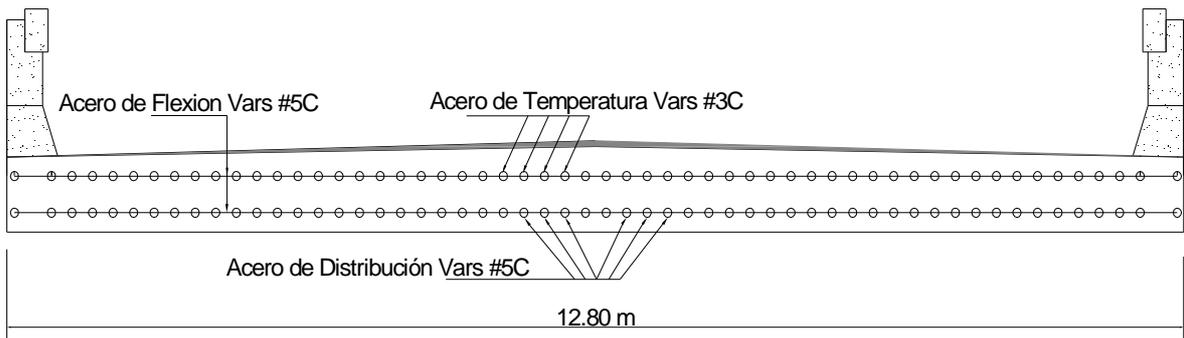
ACERO DE REF. EN COL. CABALLETE

Norma IMT

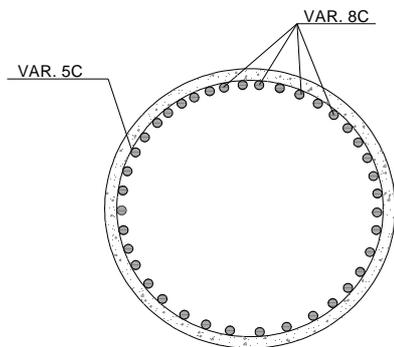
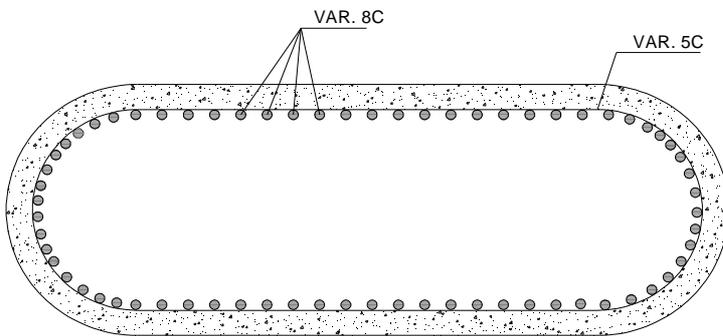


DETALLE DE REFUERZO

DETALLE DE PRESFUERZO



DETALLE ESTRUCTURAL DE SUPERESTRUCTURA



ACERO DE REF. EN PILA INTER.

ACERO DE REF. EN COL. CABALLETE

3.4.- Resumen general del proyecto estructural del puente Santiago

El proyecto estructural se determino tomando en cuenta los conceptos que se describen en la siguiente tabla, estos se resumen de acuerdo a cada una de las normativas.

Conceptos	AASHTO	SCT
Momento por Carga viva de diseño	206.74	366.00
Cortante por Carga viva de diseño	29.56	56.97
Factor de Impacto	1.224	1.30
Factor de Concentración	0.5357	0.5454
Factor de Reducción	85%	80%

CAPITULO 4

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1.- Conclusiones y Recomendaciones

Considerando el análisis comparativo de las diferentes normativas AASHTO y SCT se concluye que hay diferencia en los siguientes elementos:

- 1.- En la carga viva
- 2.- En el Factor de impacto
- 3.- En el factor de reducción por múltiples carriles
- 4.- En el factor de concentración
- 5.- En la carga sísmica, En este caso siempre va hacer diferente, debido a que las normas AASHTO son para territorio de Estados Unidos y esta no aplica para México ya que acá se tiene otra regionalización sísmica.
- 6.- En la metodología para diseño estructural los dos se basan en el ACI, por lo tanto en este ultimo no hay diferencia alguna, lo que indica que el diseño de las secciones por ambas normativas nos dan resultados similares de la geometría y refuerzo de la estructura.

Considerando la similitud de los resultados por ambas normativas, el diseño de las secciones estructurales y geometría del puente son los mismos.

Como resultado de aplicar las dos normas al proyecto del puente santiago se considera que ambas normativas conducen a resultados aproximados lo que indica que tanto uno como otra son compatibles para el diseño de puentes.

Los proyectistas pueden tomar como referencia cualquiera de las normas, sin embargo para evitar problemas por la interpretación al traducir la norma AASHTO, se recomienda tomar la norma SCT.

CAPITULO 5 MEMORIAS

5.1.- MEMORIA DE CÁLCULO CON NORMAS AASHTO 2002:

Diseño de Superestructura:

Datos Generales

Elevación Rasante:	1514.37	m
Claro:	30.00	m
Culata:	0.30	m
Longitud Total del Tramo:	30.68	m
Ancho de Calzada:	12.00	m
Ancho total:	12.80	m
Espesor de Carpeta:	0.10	m
Espesor de Losa:	0.18	m
Separación Trabes ext:	1.80	m
Separación Trabes int:	1.00	m
Peso del Parapeto:	0.30	ton/m
Peso Volumétrico del Concreto:	2.40	ton/m ³
Peso Volumétrico del Asfalto:	2.20	ton/m ³
Resistencia del Concreto:	250	kg/cm ²

Esfuerzos Admisibles:

Compresión: $f_c = 0.45 f'_c =$	112.50	kg/cm ²
Tensión: $f_s = 0.5 f_y =$	2000	kg/cm ²

Materiales

Acero de $f_y = 4000$

$f^*c = 0.8 \times f'_c = 200$

$f''c = 0.85 \times f^*c = 170$

$EC = 57000 \times \sqrt{f'_c}$

$EC = 901249 \text{ kg/m}^2$

$ES = 29000000$

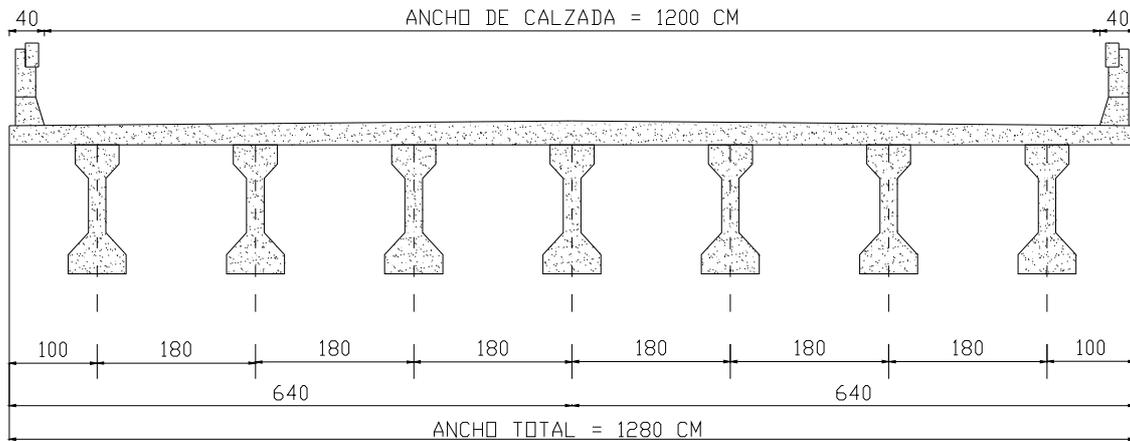
$$n = E_c / E_s = 57,000 \times \sqrt{f'_c} / E_s = 29,000,000 = 8.54$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j = 15.27$$

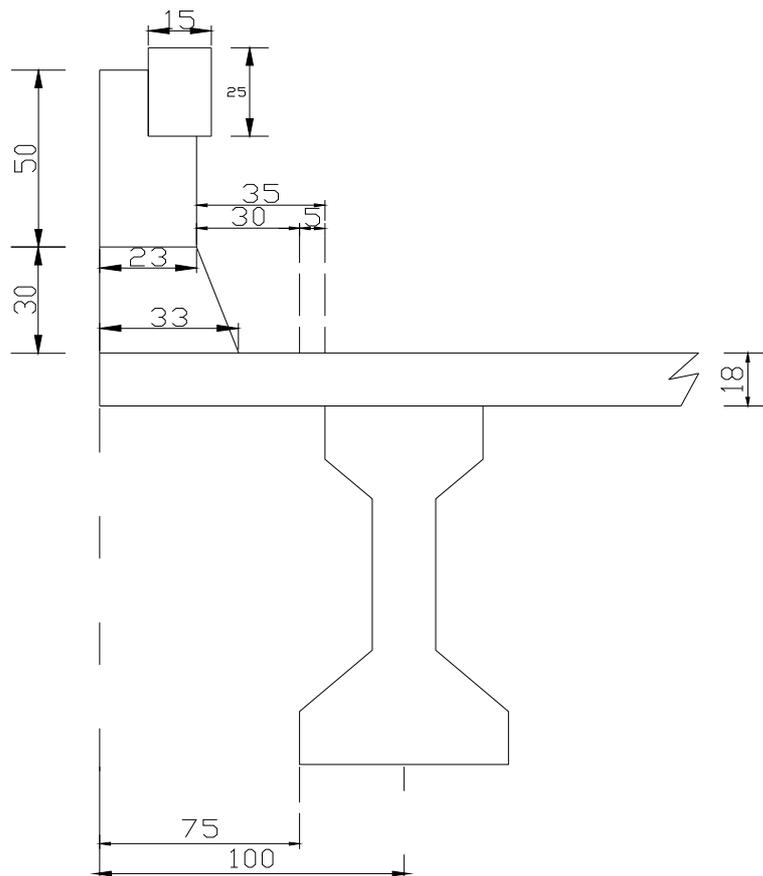
$$k = \frac{1}{1 + f_s / (n^*f_c)} = 0.324$$

$$j = 1 - k/3 = 0.89$$

Sección Transversal Propuesta:



Cálculo de Carga Muerta (Voladizo):



CARGA MUERTA W (T/M) :						BRAZO	M (T-M/M)
Parapeto Tipo T-34.2.1 =	0.30	X	1.00	=	0.30	X 0.75	= 0.225
Guarnición Tipo T-33.1.1 =	0.14	X	1.00	X 2.40	= 0.34	X 0.59	= 0.197
Losa =	0.75	X	0.18	X 2.40	= 0.32	X 0.38	= 0.122
Asfalto =	0.35	X	0.10	X 2.20	= 0.08	X 0.18	= 0.013
					0.74		0.557

Análisis de carga móvil HS 20 -44 (considerando el eje más pesado)

Se analiza el volado por carga viva ya que de acuerdo al inciso 1.3.2 caso B de la norma AASHTO 2002, deberá considerarse que la línea del centro de una carga por rueda (carga axial/2) queda a 30 cm de la cara de la guarnición.

Calculo del ancho de distribución "E"

De acuerdo a la norma AASHTO 2002 inciso 1.3.2 caso H. Losas en voladizo el ancho de distribución, se obtiene con la siguiente expresión.

$$E = 0.8X + 1.143$$

Donde; X es la distancia en metros, desde la carga hasta el punto de apoyo.

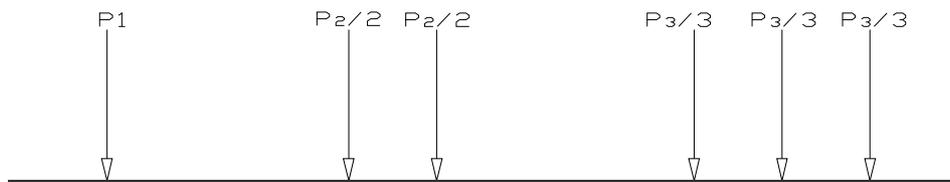
$$E = 1.19 \text{ m}$$

El momento para losa envoladiza

$$M = \frac{P X}{E} * I$$

Donde; P es el peso por rueda del eje mas pesado, y se obtiene del desglosado del vehiculo HS 20 - 44

Según norma AASHTO STD.



$$P1 = 3.626 \text{ ton}$$

$$P2 = 14.515 \text{ ton}$$

$$P3 = 14.515 \text{ ton}$$

Por lo tanto se considera el eje mas pesado y se divide entre dos tal como dice el desglosado. $P = 7.2575 \text{ ton}$

Determinación del impacto:

De acuerdo a la norma AASHTO 2002, inciso 3.8.2 este factor se determina la siguiente expresión:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \quad \text{Donde; L = es el claro}$$

Factor de impacto: 1.224

Por lo tanto el momento en kg-m por metro de ancho de losa es $\frac{PX}{E}$

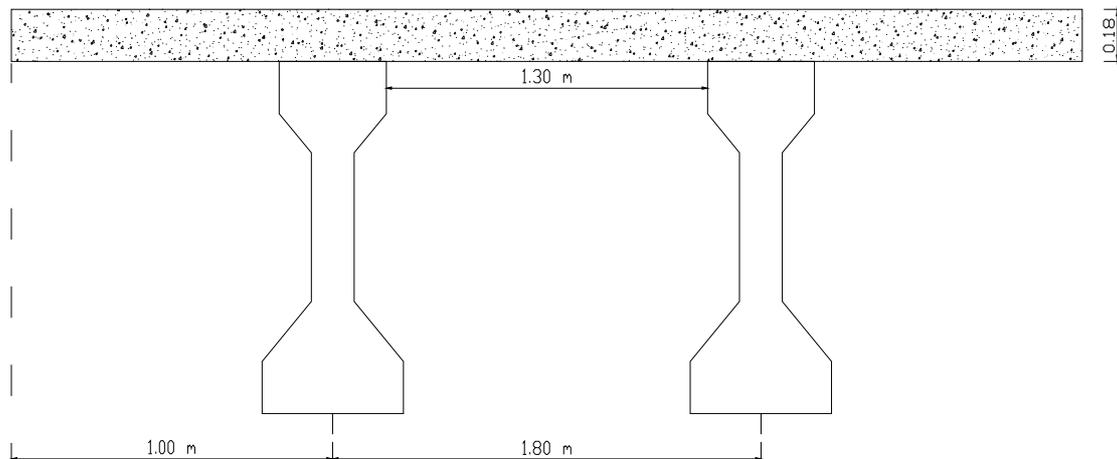
$$M = 0.373178377 \text{ ton} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Momento total en el volado de la losa:

$$M_t = M_{cm} + M_{cv}$$

$$M_t = 0.929713377 \text{ ton} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Análisis de la losa entre traveses:



$$L = 1.30 + 0.18 = 1.48 \text{ m} = 4.855643045 \text{ ft}$$

Carga Muerta:

$$CM = 0.65 \text{ ton/m}$$

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{10}$$

$$M_{cm} = 0.14281408 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

Carga Móvil:

$$M_{cv} = \frac{S + 2}{32} \times P \times I$$

Donde $S = L$

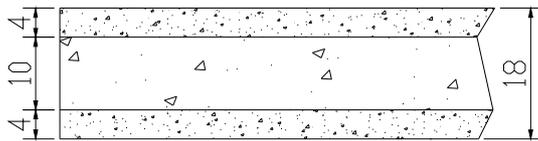
$$I = 1.22$$

$$M_{cv} = 1.902793448 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

Momento total = 2.05 t-m/m

Nota: Se revisa con el momento losa entre trabe ya que es el más crítico.

Diseño:



* Revisión del peralte:

$$b = 100$$

$$d = \frac{M \times 10^5}{k \times b} = 11.21 \text{ cm} < 14 \text{ cm}$$

*Acero de Refuerzo por Flexión:

$$A_s = \frac{M \times 10^5}{f_s \times j \times d} = 8.19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Número de varilla = 4

Área de varilla = 1.27

Vars # 4C = 15.46 cm, Por lo tanto se colocará vars # 4C @ 15 cm

*Acero de Refuerzo por Distribución:

Según Norma AASHTO 2002, inciso 1.3.2 caso E.

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito:

$$\% \text{Asd} = \frac{121}{S} \leq 67\% = \sqrt{\frac{121}{1.48}} = 99\% > 67\%$$

Por lo tanto se toma el 67%

$$\text{Asd} = 5.49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Número de varilla = 4

Área de varilla = 1.27

Vars # 4C = 23.08 cm Por lo tanto se colocarán vars # 4C @ 25 cm

*Acero de Refuerzo por temperatura:

$$A_s = 0.0015 \times b \times h$$

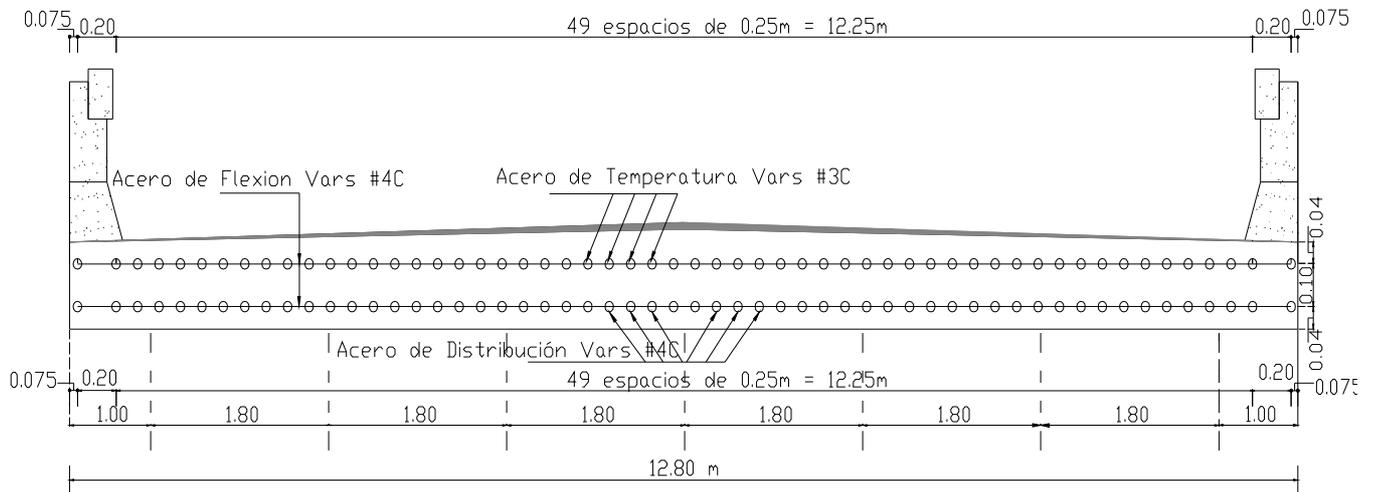
$$A_s = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Número de varilla = 3

Área de varilla = 0.71

Vars # 3C = 26.39 cm Por lo tanto se colocará vars # 3C @ 25 cm

Sección Transversal Definitiva



Diseño de trabe AASHTO tipo IV (Normas AASHTO)

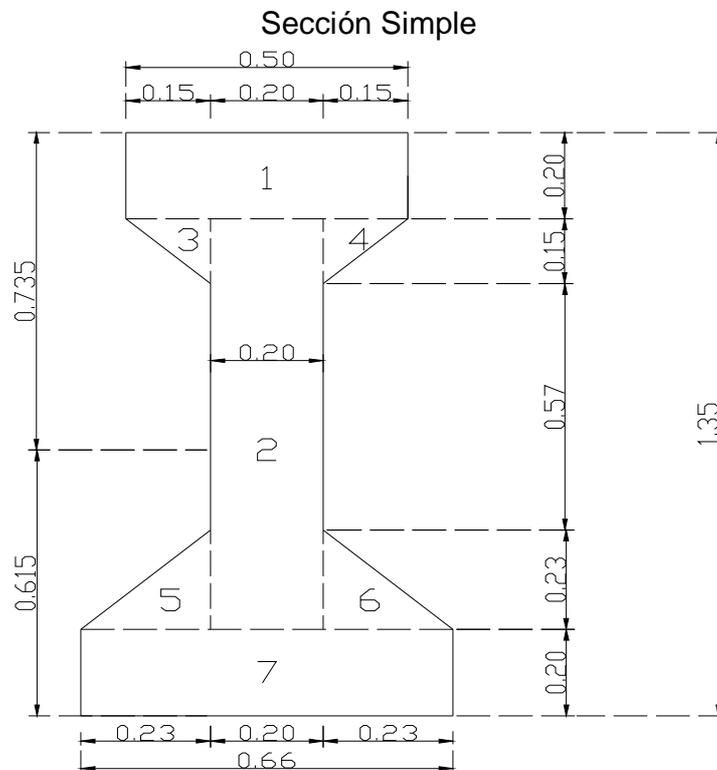
Datos:

Claro:	30.00 m
Ancho Total:	12.80 m
Ancho de Calzada:	12.00 m
Guarniciones:	0.40 m
Tipo de Parapeto T-34.2.1:	0.3 ton/m
Separación de Trabes int:	1.80 m
Carga Viva:	HS 20 - 44
Espesor de losa:	0.18 m
Espesor de carpeta:	0.10 m
Diafragma intermedio:	0.30 m
Culata:	0.30 m
Ancho de Carril:	4.00 m
Número de Modulo:	6.00 unid
Número de Trabes:	7.00 unid
Número de Carriles:	3.00 carriles
Separación de Trabes Ext:	1.00 m
Peso Volumétrico del Concreto:	2.40 ton/m ³
Peso Volumétrico del Asfalto:	2.20 ton/m ³

Materiales

$f'c$ losa	= 250 kg/cm ²
$f'c$ trabe	= 350 kg/cm ²
E_c	= 250000 kg/cm ²
E_s	= 1900000 kg/cm ²
LR	= 19000 kg/cm ²
H.R.	= 50 %
(n)	= 0.845
f_y	= 4200 kg/cm ²

Determinación de las propiedades geométricas de la sección.



Sección	Área	Yc	A * Yc	Ic	d	d ²	I = Ic + Ad ²
1	0.1000	1.250	0.1250	0.000333333	0.635	0.4033918	0.0407
2	0.1900	0.675	0.1283	0.014289583	0.060	0.0036158	0.0150
3	0.0113	1.100	0.0124	1.40625E-05	0.485	0.2353524	0.0027
4	0.0113	1.100	0.0124	1.40625E-05	0.485	0.2353524	0.0027
5	0.0265	0.277	0.0073	7.77336E-05	0.338	0.1143806	0.0031
6	0.0265	0.277	0.0073	7.77336E-05	0.338	0.1143806	0.0031
7	0.1320	0.100	0.0132	0.00044	0.515	0.2650897	0.0354
	0.4974		0.3058				0.102611

A = 0.4974
Yi = 0.6149
Ys = 0.7351

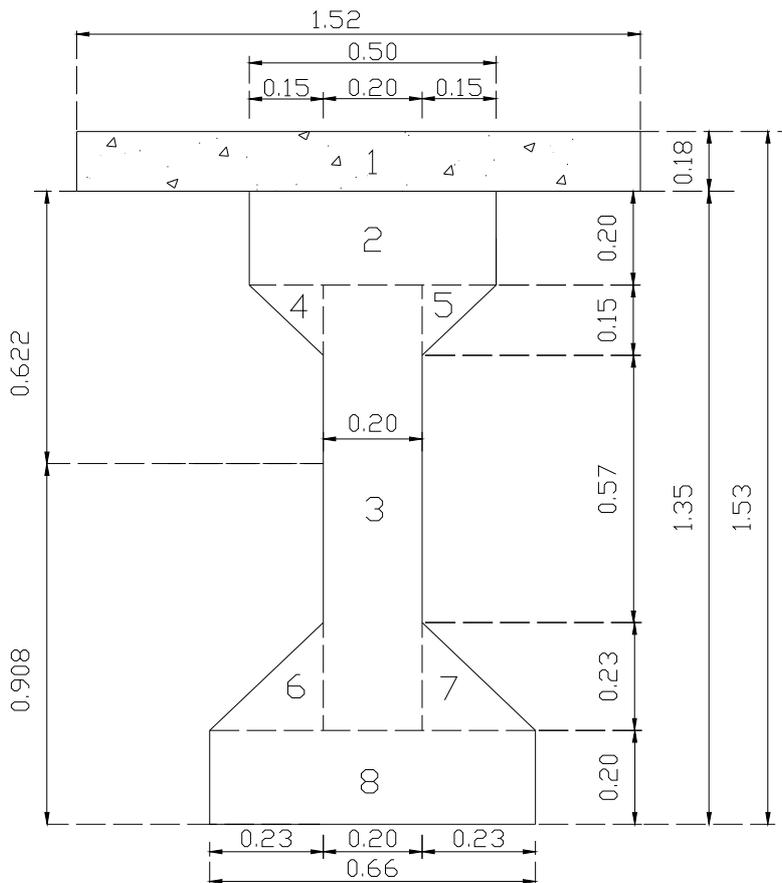
Ix = 0.1026
Si = 0.1669
Ss = 0.1396

Sección Compuesta

Separación entre traves = 1.80 m

Número de traves = 7.00 unid

Cálculo del ancho efectivo (br) = 1.52 m



Sección	Área	YC	A*Yc	Ic	d	d2	I = Ic + Ad2
1	0.2738	1.44	0.3943	0.000739341	0.5322	0.28320	0.0782874
2	0.1000	1.25	0.1250	0.000333333	0.3422	0.11708	0.0120409
3	0.1900	0.675	0.1283	0.01428958	0.2328	0.05421	0.0245900
4	0.0113	1.100	0.0124	0.00001406	0.1922	0.03693	0.0004295
5	0.0113	1.100	0.0124	0.00001406	0.1922	0.03693	0.0004295
6	0.0265	0.277	0.0073	0.00007773	0.6312	0.39838	0.0106148
7	0.0265	0.277	0.0073	0.00007773	0.6312	0.39838	0.0106148
8	0.1320	0.100	0.0132	0.00044000	0.8078	0.65260	0.0865832
	0.7712		0.7002				0.224

A = 0.7712 m²
Y_i = 0.9078 m
Y_s = 0.4422 m

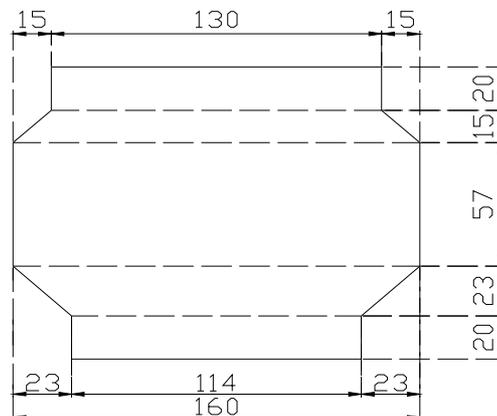
I_x = 0.2236 m⁴
S_i = 0.2463 m³
S_s = 0.5057 m³

Y's = 0.6222 m

S's = 0.3594 m³

A₁ = 0.2600
A₂ = 0.2175
A₃ = 0.9120
A₄ = 0.3151

Área Total = 1.7046



Análisis de Carga Viva

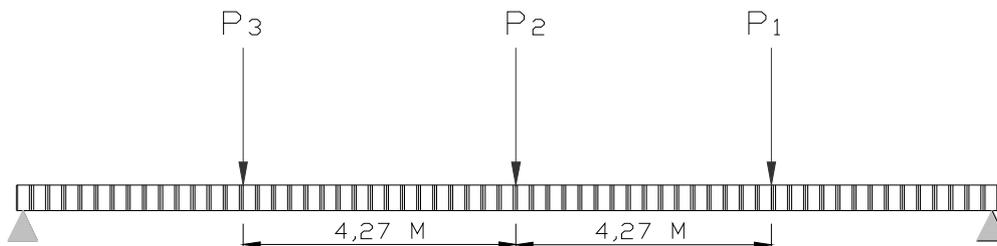
DATOS:

Claro: 30.00 m

Carga Móvil: HS 20 - 44

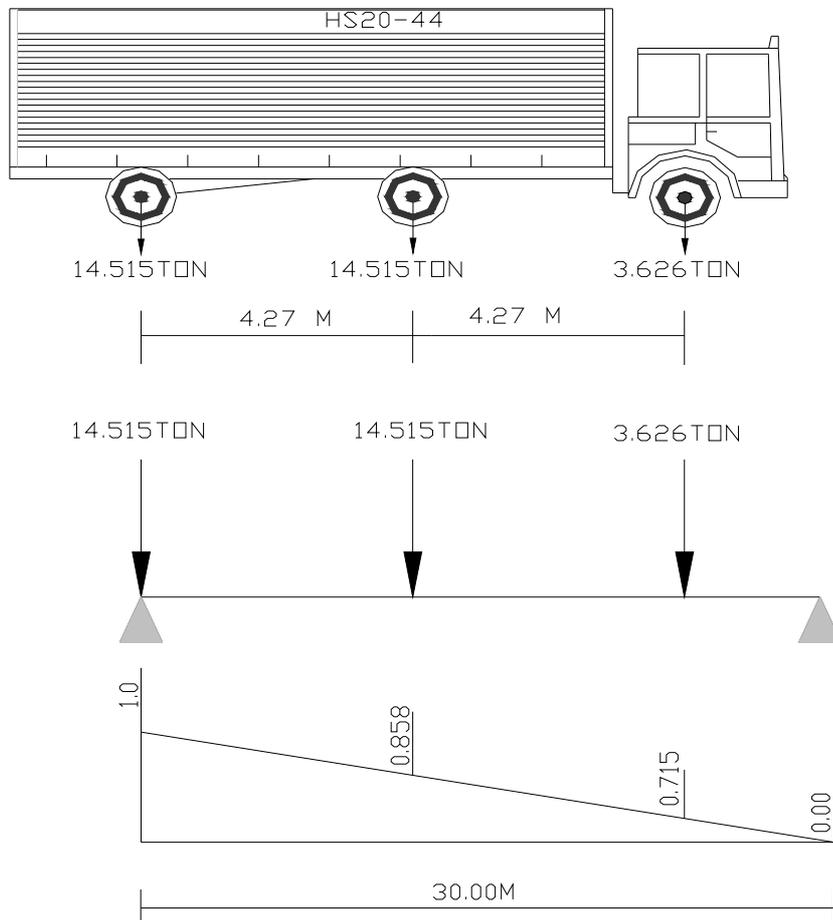
Peso (ΣF): 32.66 ton

Modelo: HS 20 - 44



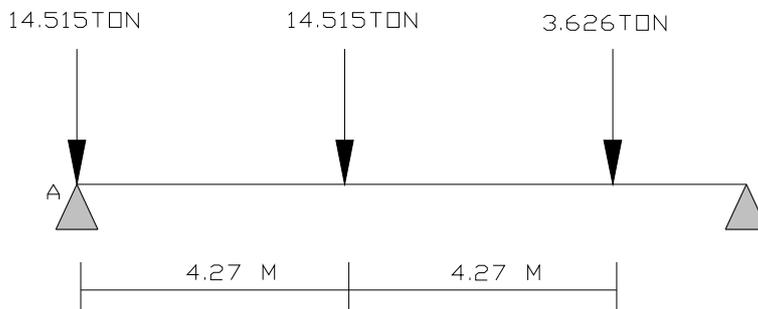
De acuerdo a la norma AASHTO 2002, inciso 3.7.4

P1= 3.626 Ton
P2= 14.515 Ton
P3= 14.515 Ton



V_{máx} = 29.56 ton

Cálculo de Momento Máximo:

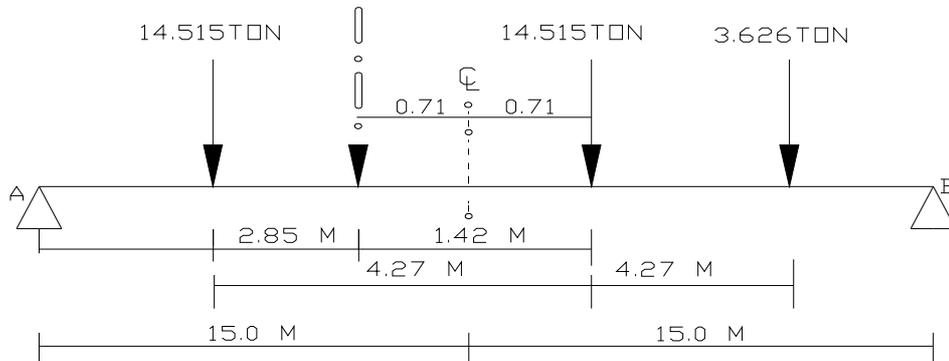


$\Sigma MB = 0$

$$MA = 92.94509$$

$$D = \frac{M}{\sum F} = 2.85 \text{ m}$$

Por lo tanto la resultante se encuentra a una distancia de: 2.85 m



$$\sum MB = 0$$

$$RAY = 17.10 \text{ ton}$$

$$M_{\text{máx}} = 206.74 \text{ ton-m}$$

Distribución de Carga Viva.

DATOS:

Ancho total =	12.80	m
Ancho de guarnición =	0.40	m
Dist a 1er llanta =	0.61	m
No. traveses =	7.00	
Sep. entre traveses =	1.80	m
Sep.ejes/2 =	0.92	m
No. carriles =	3.00	
Ancho de carril =	4.00	m
Dist traveses extremas=	1.00	m
Claro =	30.00	m

Determinación del factor de concentración

De acuerdo a la norma AASHTO 2002, inciso 3.23 este factor se determina de acuerdo a la tabla 3.23.1 de este mismo inciso.

Para traveses de concreto presforzado y para con dos o más carriles de tránsito se determinan con la siguiente expresión.

$$F.C = S/1.68$$

Donde S es la separación entre traveses.

$$F.C. = 0.536$$

Para separación de traveses internas rige

$$F.C. = 0.298$$

Para separación de traveses externas no rige

Determinación del factor de impacto

De acuerdo a la norma AASHTO, inciso 3.8.2 este factor se determina con la siguiente expresión.

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{L + 38.10}$$

Factor de impacto: 1.224

Análisis de Cargas al Centro del Claro

Datos Generales:

Claro:	30.00 m
Ancho Total:	12.80 m
Ancho Total:	12.00 m
Separación de traves:	1.80 m
Carga Viva:	HS 20 - 44
Espesor de Losa:	0.18 m
Espesor de Carpeta:	0.10 m
Culata:	0.30 m
No. Traves:	7 pzas
Wparapeto=	0.30 ton/m
Aguarnición=	0.08 m ²
Atrabe=	0.4974 m ²
Adiafrag =	1.7046 m ²

Descripción	W (ton/m/trabe)	Momento (ton.m/trabe)	Cortante (ton/trabe)
Trabe	1.19	134.30	17.91
Losa	0.79	88.87	11.85
Carpeta	0.38	42.43	5.66
Guarnición	0.03	3.07	0.41
Parapeto	0.043	4.82	0.64
Diafragmas	1.23	9.20	1.84

Descripción	Momento (ton.m/trabe)	Cortante (ton/trabe)
Peso propio	134.30	17.91
Losa y diafragma	98.07	13.69
Carga muerta adic.	50.32	6.71
Carga Viva	52.28	7.47

Cálculo de Esfuerzos

$$\sigma_s = M / S_s$$

$$\sigma_i = M / S_i$$

Acción	Momento	σ_s (ton/m ²)	si (ton/m ²)	σ'_s (ton/m ²)
Po. Po.	134.30	962.1479	-804.747	
Losa - Diaf.	98.07	702.625	-587.68	
C.M. Adic.	50.32	99.50389	-204.298	140.0109
C.V.	52.28	103.3859	-212.269	145.4732

Total= **-1808.99**

Determinación del Presfuerzo.

Esfuerzo inferior a contrarrestar ($\sigma_i T$)= -1808.99 ton/m²

f torón = 1/2"

Atorón= 0.987 cm²

L.R.= 19000 kg/cm²

Yp prop = 0.10 m

Excentricidad e = 0.515 m

% perdidas supuesto= 22%

Presfuerzo (P) = $\sigma_i T - \sigma_{ip} / (1/A + e/S_{ivs})$

P = 355.006 Ton

De acuerdo a la norma AASHTO 2002. El Acero de presfuerzo para elementos pretensados el esfuerzo inmediatamente antes de la transferencia.

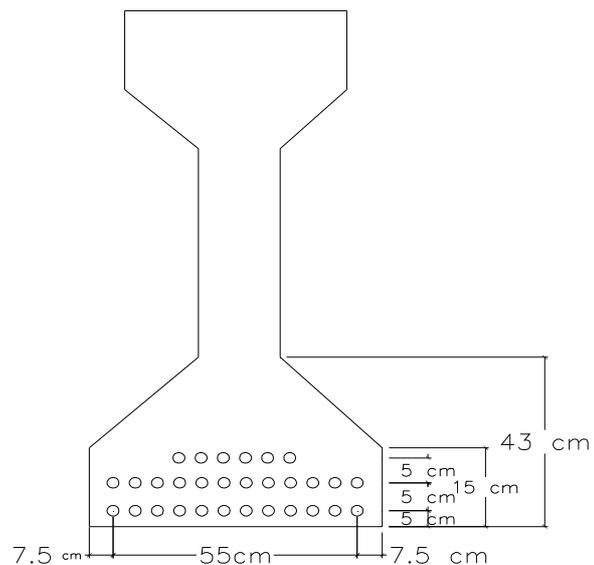
Para torones de baja relación deben tensarse a 0.75f's

Este caso se considera que el torón de 1/2" \varnothing trabaja a 0.58 L.R de manera permanente ya que el 0.75f's que considera la norma es ya incluyendo las perdidas.

No. torones= $P / (LR * A * 0.58)$

No. torones= 32.64

Torones propuestos = 32 torones



Obtención de esfuerzos con el presfuerzo.

DATOS:

No. Torones: 32

No. camas: 3

No. torones cama 1: 8

No. torones cama 2: 12

No. torones cama 3: 12

Área de torón: 0.987 cm²

Momentos (ton-m)

Peso propio: 134.30 ton/m²

Losa y diafragma: 98.07 ton/m²

C. Muerta adic: 50.32 ton/m²

Carga viva: 52.28 ton/m²

Propiedades geométricas:

Sección simple.

A = 0.4974 m²

Y_i = 0.6149 m

S_s = 0.1396 m³

S_i = 0.1669 m³

h = 1.3500 m

Sección compuesta.

A = 0.7712 m²

S_s = 0.5057 m³

S_i = 0.2463 m³

S'_s = 0.3594 m³

Esfuerzos permisibles:

1.- Puente Vacío:

Compresión en concreto: $0.4 f'c = 140 \text{ kg/cm}^2 = 1400 \text{ ton/m}^2$

Tensión en concreto: $0 = 0.00 \text{ kg/cm}^2 = 0.00 \text{ ton/m}^2$

2.- Puente en Servicio:

Compresión en el concreto: $0.40 f'c = 140 \text{ kg/cm}^2 = 1400 \text{ ton/m}^2$

Tensión en el concreto: $1.59 \sqrt{f'c} = 29.7 \text{ kg/cm}^2 = 297 \text{ ton/m}^2$

Esfuerzos Iniciales previos a las pérdidas:

Compresión en concreto: $0.6 f'ci = 168.0 \text{ kg/cm}^2 = 1680 \text{ ton/m}^2$

Tensión en el concreto: $1.59 \sqrt{f'c} = 29.7 \text{ kg/cm}^2 = 297 \text{ ton/m}^2$

Y_p = 9.375 cm

Excentricidad e = 0.521 cm

Obtención del presfuerzo considerando la nueva excentricidad:

P_{pref} = 348.05568 ton

ACCION	σ_s	σ_{sacum}	σ_i	σ_{iacum}	$\sigma's$	$\sigma'sacum$
Presfuerzo	-599.694		1786.614			
Po. Po.	962.148	362.454	-804.747	981.867		
Losa - Diaf.	702.625	1065.079	-587.680	394.187		
C.M. Adic.	99.504	1164.583	-204.298	189.888	140.011	
C.V.	103.386	1267.969	-212.269	-22.381	145.473	285.484

Esfuerzos Iniciales:

Considerando el 22% de pérdidas.

$$\sigma = Po Po + Presf/100\% - 22\%$$

$$\sigma_s = 193.31 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 1485.78 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo de Perdidas

Datos:

Humedad Relativa = 50 %

$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

L.R = 19000

$f'ci = 315 \text{ kg/cm}^2$

Peso vol.conc = 2.40 ton/m³

$Eci = 281773.41 \text{ kg/cm}^3$

$E_s = 1900000 \text{ kg/cm}^2$

$f_R = 1900.00 \text{ kg/cm}^2$

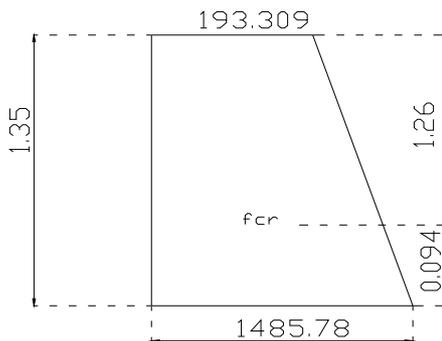
$E_c = 250000 \text{ kg/cm}^2$

Número de torones = 32.00

Área del torón = 0.987 cm²

Cálculo de Perdidas:

Pérdida por acortamiento elástico del concreto:



$$f_{cr} = 1396.028 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{cr} = 139.603 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES = (E_s/E_c) \cdot f_{cr}$$

$$ES = 1060.98 \text{ kg/cm}^2$$

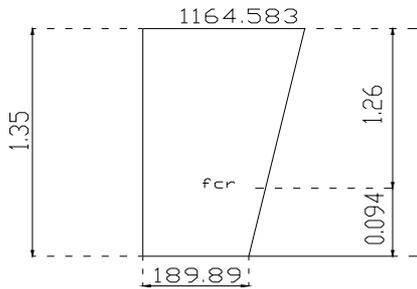
Pérdidas por contracción del fraguado:

$$SH = 17000 - 150 \text{ HR}$$

$$SH = 9500 \text{ lb/pulg}^2$$

$$SH = 668.71 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas por flujo plástico del concreto:



$$\text{CRc} = 12f_{cr} - 7f_{cd} \quad f_{cd} = 257.58 \text{ ton/m}^2 \quad f_{cd} = 25.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{CRc} = 1494.93 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas por relajación en el acero:

$$\text{CRs} = 351.85 - 0.1\text{ES} - 0.05 (\text{CRc} + \text{SH})$$

$$\text{CRs} = 137.57 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas totales:

$$\Delta t = \text{ES} + \text{SH} + \text{CRc} + \text{CRs}$$

$$\Delta t = 3362.19 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos permanentes: 11,020.00 kg/cm²

*Cálculo de esfuerzos iniciales del gateo: 3,362.19 kg/cm²

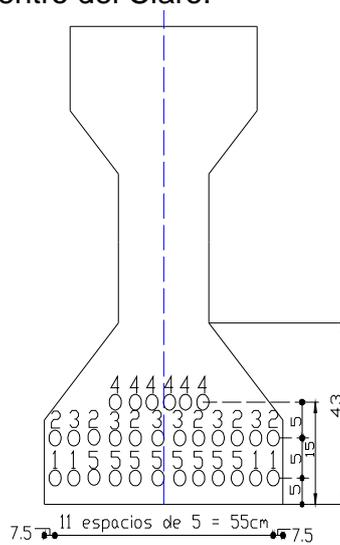
14,382.19 kg/cm²

% De pérdidas totales:

$$\% \Delta t = 23 \%$$

Desadherencia

Distribución de Torones al Centro del Claro.



Datos:

Claro: 30 m

Culata: 0.3 m

No. Torones: 32 pzas

Torones sin desadherir: 10.67 pzas
8.00 pzas

Torones a desadherir: 4 pzas

Se propone dejar 8 torones totalmente adheridos y desadherir 24 en 4 grupos:

Esfuerzos en la zona de apoyo (8 torones).

$$T = 0.58 * 19 * 0.897 * \# \text{ de torones}$$

$$T = 87.01392 \text{ ton}$$

$$e = 0.565 \text{ m}$$

$$\sigma_s = -177.20 \text{ ton/m}^2$$

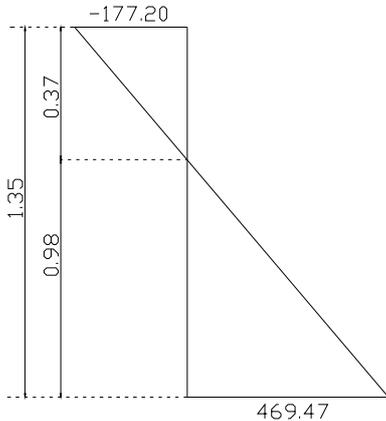
$$\sigma_i = 469.47 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos permisibles en la zona de apoyo.

$$\text{Compresión en el concreto: } 1.59 \sqrt{f'c} = 29.75 \text{ kg/cm}^2 = 297.46 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Tensión en el concreto: } 0.40 f'c = 140.00 \text{ kg/cm}^2 = 1400.00 \text{ ton/m}^2$$

Acero de refuerzo en el patín superior.



$$T = 16.39 \text{ ton}$$

$$A_s = T/f_y = 3.90 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se colocaran 3 vars # 4C.

Primera Etapa de Desadherencia:

En esta etapa se van a desadherir 4 torones a 1.40 m del eje de apoyo.

Esfuerzos por cargas:

Mitad del claro = 15 m

Long de desadherencia = 1.40 m

$$R = 1 - ((L/2)/L)^2 \quad R = 0.18$$

$$\sigma_{sc} = 1654 * R = 294.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ic} = 1977 * R = -351.82 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo por presfuerzo:

A la izquierda de la sección (8 torones)

$$\sigma_s = -177.20 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 469.47 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha de la sección (12 torones)

$$\# \text{ de torones} = 12 \quad T = 0.6 * LR * A_{tor} * \# \text{ de torones}$$

$$\text{Área} = 0.4974 \text{ m}^2 \quad T = 135.0216 \text{ ton}$$

$$S_s = 0.1396 \text{ m}^3 \quad e = 0.565 \text{ m}$$

$$S_i = 0.1669 \text{ m}^3$$

$$\sigma_s = -274.96 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 728.48 \text{ ton/m}^2$$

RESUMEN:

A la izquierda:

$$\sigma_s = 294.34 - (-177.20) = 117.14 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -351.82 + 469.47 = 117.65 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha:

$$\sigma_s = 294.34 - 274.96 = 19.38 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -351.82 + 728.48 = 376.66 \text{ ton/m}^2$$

Se Acepta el grupo 1

Segunda Etapa de Desadherencia:

En esta etapa se van a desadherir 6 torones a 2.30 m del eje de apoyo.

Esfuerzos por cargas:

Mitad del claro = 15 m
Long de desadherencia = 2.30 m
Torones a desadherir = 6.00

$$R = 1 - ((L/2)/L)^2 \quad R = 0.28$$

$$\sigma_{sc} = 1654 * R = 468.34 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_{ic} = 1977 * R = -559.80 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos por presfuerzo:

A la izquierda de la sección (12 torones)
 $\sigma_s = -274.96 \text{ ton/m}^2$
 $\sigma_i = 728.48 \text{ ton/m}^2$

A la derecha de la sección (18 torones)
de torones = 18
Área = 0.4974 m²
Y_i = 0.615 m
L.R = 19 ton/m²
S_s = 0.1396 m³
S_i = 0.1669 m³
Área del torón = 0.9870 cm²

$$T = 0.58 * LR * A_{tor} * \# \text{ de torones} \quad \sigma_s = -375.32 \text{ ton/m}^2$$
$$T = 195.78132 \text{ ton} \quad \sigma_i = 1036.74 \text{ ton/m}^2$$
$$e = 0.548 \text{ m}$$

RESUMEN:

A la izquierda:
 $\sigma_s = 468.34 - (-274.96) = 193.38 \text{ ton/m}^2$
 $\sigma_i = -559.80 + 728.48 = 168.68 \text{ ton/m}^2$

A la derecha:

$$\sigma_s = 468.34 - 375.32 = 93.02 \text{ ton/m}^2$$
$$\sigma_i = -559.80 + 1036.74 = 476.95 \text{ ton/m}^2$$

Se acepta la etapa número 2.

Tercera Etapa de Desadherencia:

En esta etapa se van a desadherir 6 torones a 3.0 m del eje de apoyo.

Esfuerzos por cargas:

Mitad del claro = 15

Long de desadherencia = 3.00

Torones a desadherir = 6.00

$$R = 1 - ((L/2)/L)^2 \quad R = 0.36$$

$$\sigma_{sc} = 1654 * R = 595.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ic} = 1977 * R = -711.72 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos por presfuerzo:

A la izquierda de la sección (18 torones)

$$\sigma_s = -375.32 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 1036.74 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha de la sección (24 torones)

$$\# \text{ de torones} = 24 \quad \text{Área} = 0.4974 \text{ m}^2$$

$$\text{Ator} = 0.9870 \text{ cm}^2 \quad Y_i = 0.615 \text{ m}$$

$$L.R = 19 \text{ ton/m}^2 \quad S_s = 0.1396 \text{ m}^3$$

$$S_i = 0.1669 \text{ m}^3$$

$$T = 0.58 * LR * \text{Ator} * \# \text{ de torones}$$

$$\sigma_s = -484.84 \text{ ton/m}^2$$

$$T = 261.04176 \text{ ton}$$

$$\sigma_i = 1369.29 \text{ ton/m}^2$$

$$e = 0.540 \text{ m}$$

RESUMEN:

A la izquierda:

$$\sigma_s = 595.44 - (-375.32) = 220.12 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -711.72 + 1036.74 = 325.02 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha:

$$\sigma_s = 595.44 - 484.84 = 110.60 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -711.72 + 1369.29 = 657.57 \text{ ton/m}^2$$

Se acepta la etapa número 3.

Cuarta Etapa de Desadherencia:

En esta etapa se van a desadherir 8 torones a 4.0 m del eje de apoyo.

Esfuerzos por cargas:

Mitad del claro = 15

Long de desadherencia = 4.00

Torones a desadherir = 8.00

$$R = 1 - ((L/2)/L)^2 \quad R = 0.46$$

$$\sigma_{sc} = 1654 * R = 764.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ic} = 1977 * R = -913.81 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos por presfuerzo:

A la izquierda de la sección (24 torones)

$$\sigma_s = -484.84 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 1369.29 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha de la sección (32 torones)

de torones = 32

Area del torón = 0.9870 cm²

L.R=19 ton/m²

Área = 0.4974 m²

Yi = 0.615 m

Ss= 0.1396 m³

Si= 0.1669 m³

$$T = 0.58 * LR * A_{tor} * \# \text{ de torones}$$

$$T = 348.05568 \text{ ton}$$

$$e = 0.521 \text{ m}$$

$$\sigma_s = -599.69 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 1786.61 \text{ ton/m}^2$$

RESUMEN:

A la izquierda:

$$\sigma_s = 764.52 - (-484.84) = 279.68 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -913.81 + 1369.29 = 455.48 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha:

$$\sigma_s = 764.52 - 599.69 = 164.82 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -913.81 + 1786.61 = 872.80 \text{ ton/m}^2$$

Se acepta la etapa 4.

Revisión por Momento Último

Datos:

Espesor de losa: 0.18 m

$f'c$ losa: 250 kg/cm²

$f'c$ Trabe: 350 kg/cm²

LR: 19000 kg/cm²

$f_y = 4200$ kg/cm²

$M_{cm} = 282.69$ ton-m

$M_{cv} = 52.28$ ton-m

Torones = 32

Ara del torón = 0.987 cm²

Cálculo del momento último (M_u).

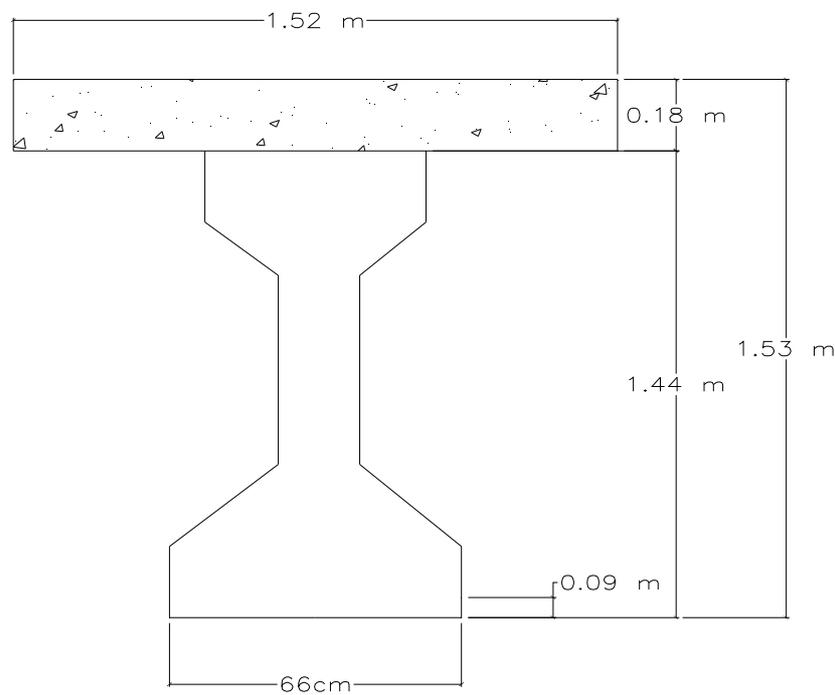
$$M_u = 1.3 * M_{cm} + 5/3 * M_{cv}$$

$$M_u = 480.766 \text{ ton-m}$$

Cálculo del área de acero (A_s).

$$A_s = 31.58 \text{ cm}^2$$

Cálculo del peralte (d) y Área (A_s) de la sección compuesta.



Posición del eje neutro:

$$E.N = 1.4 d P^* f^* S_u / f'c$$

$$d = 1.44 \text{ m} = 143.63 \text{ cm}$$

$$A = 2.18 \text{ m}^2 = 21849.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.0014$$

$$\gamma = 0.28$$

$$\beta = 0.80$$

$$h = 1.53 \text{ m} = 153.00 \text{ cm}$$

$$br = 1.52 \text{ m} = 152.13 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor de losa} = 0.18 \text{ m} = 18.00 \text{ cm}$$

Calculo del esfuerzo de servicio que da el acero de presfuerzo (f^*su).

$$p^* = \frac{\# \text{ torones} \times \text{Atorón}}{br \times d}$$

$$p^* = 0.001445535$$

$$f^*su = f's \left(1 - 0.5 \frac{p^* f's}{f'c}\right)$$

$$f^*su = 18254.52$$

$$E.N = 15.16 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$$

Nota: Como el valor del "E.N" esta dentro de la sección rectangular se considera que el momento resistente último se determinará por la siguiente expresión.

$$MuR = A^*s f^*su d \left(1 - 0.06 \frac{p^* f^*su}{f'c}\right)$$

$$MuR = 82432504.71 \text{ kg.cm} = 824.325 \text{ ton-m}$$

$$Mu = 480.77 \text{ ton-m} \quad \text{o.k}$$

2.- REVISION POR TENSION DIAGONAL.

$$Av = \frac{(Vu - Vc) S'}{2 f_{sy} j d}$$

$$Av_{min} = \frac{7 b' S'}{f_{sy}}$$

Pero Av no debe ser menor que este valor = $0.689 b' s / f_{sy} = 0.024956198$

$$Vc = 0.06 \times f'c \times b' \times j \times d$$

$$Vc = 48318.3225 \text{ kg}$$

$$Vu = \frac{1.30}{0.9} \times (V_{cm} + 5/3 V_{cv})$$

$$V_{cm} = 38.31 \text{ ton-m}$$

$$V_{cv} = 7.47 \text{ ton-m}$$
$$j = 0.89$$

$$V_u = 73323.97 \text{ kg}$$

$$A_v = 0.02 S'$$
$$A_{vmin} = 0.03 S' \quad 0.k$$

Por lo tanto el área en el refuerzo en el alma será el $A_{vmin} = 0.03$

Con estribos # 4C de 2 ramas

Suponiendo:

Diam Vars= 2

$A_s = \# \text{ rams} \times A_{var}/A_{vmin}$

$A_s = 0.32 \text{ cm}^2$

No. ramas= 2

$$S = 21.11 \text{ cm}$$

Por especificaciones se colocaran @ 15 cm en los extremos hasta una distancia mínima de un peralte el resto se colocaran @ 25 cm

Diseño de Caballete de Concreto Reforzado (Normas AASHTO)

Datos Generales

Elevación Rasante:	1514.37m
Claro:	30.00 m
Culata:	0.30 m
Junta de dilatación	0.04 m
Longitud Total del Tramo:	30.68 m
Ancho de Calzada:	12.00 m
Ancho total:	12.80 m
Espesor de Carpeta:	0.10 m
Espesor de Losa:	0.18 m
Tipo de trabe:	IV
Area de la Trabe:	0.4974m ²
Altura de Trabe:	1.35 m
Número de trabes:	7.00 pzas
Separación entre Trabes:	1.80 m
Espesor de Diafragma Int:	0.30 m
Espesor de Apoyo:	0.04 m
Espesor de Banco de Apoyo:	0.05 m
Diafragmas Extremos:	2.00 pzas
Diafragma Intermedios	1.00 pzas
Peso del Parapeto:	0.30 ton/m/lado
Peso Volumétrico del Concreto:	2.40 ton/m ³
Peso Volumétrico del Asfalto:	2.20 ton/m ³
Peso Volumétrico del Material de Relleno:	1.60 ton/m ³
Esfuerzo Máximo Permissible en el Terreno:	3.00 kg/cm ²
Zona Sísmica:	C
Tipo de Terreno:	III
Coeficiente Sísmico:	0.64
Factor de Ductilidad en la Superestructura:	4.00
Factor de Ductilidad en la Subestructura:	2.00
Resistencia del Concreto:	250 kg/cm ²

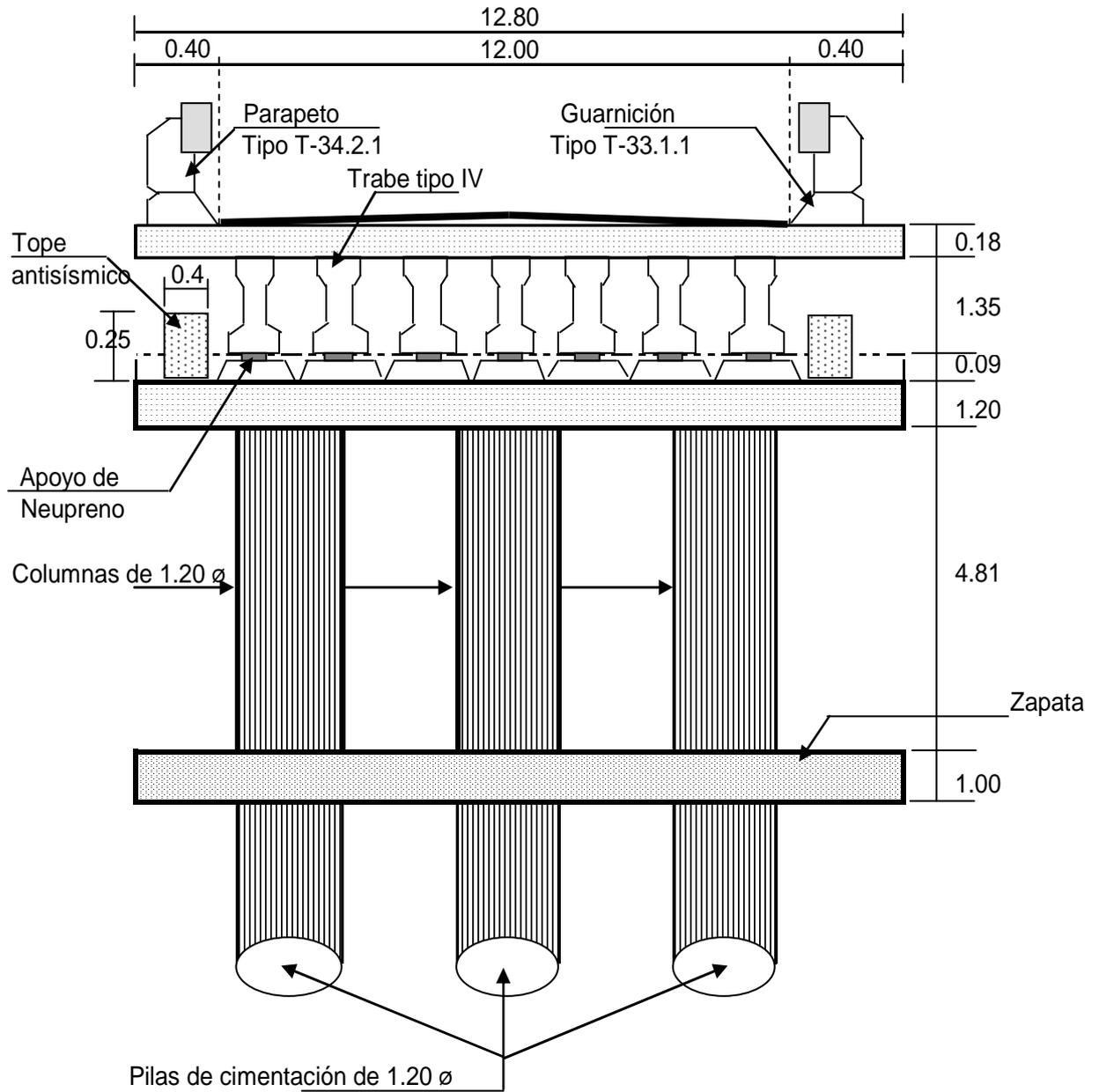
Esfuerzos Admisibles:

$$\text{Compresión: } f_c = 0.45 f'_c = 112.50 \text{ kg/cm}^2$$

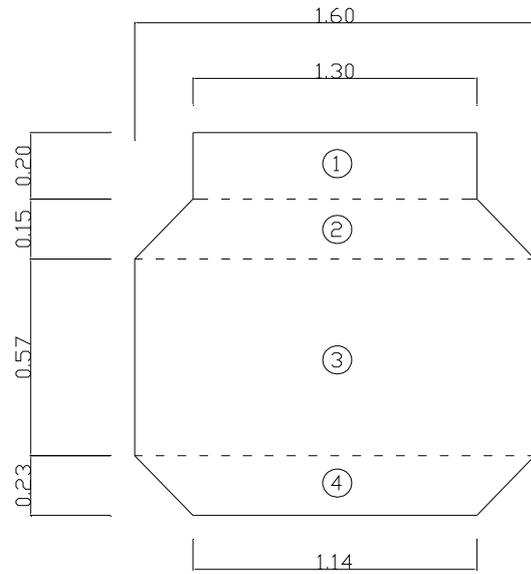
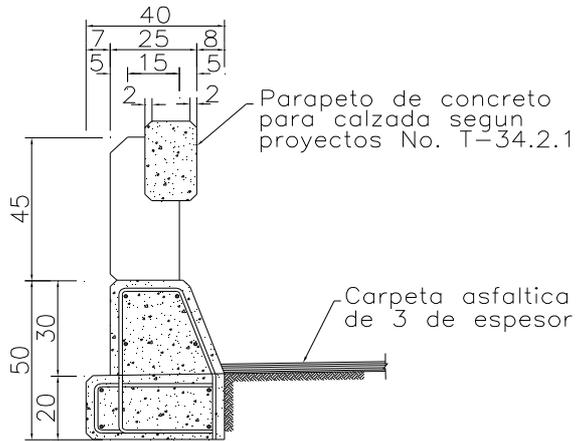
$$\text{Tensión: } f_s = 0.5 f_y = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

Materiales

Acero de $f_y = 4000$	$n = E_c/E_s = 57,000 \sqrt{f'_c} / E_s = 29,000,000 = 8.54$
$f^*c = 0.8 \times f'_c = 200$	$K = \frac{1}{2} f_c k j = 16.27$
$f''c = 0.85 \times f^*c = 170$	$k = 1 / (1 + f_s / (n^*f_c)) = 0.324$
$E_c = 57000 \sqrt{f'_c}$	$j = 1 - k/3 = 0.89$
$E_c = 901249 \text{ kg/m}^2$	
$E_s = 29000000$	

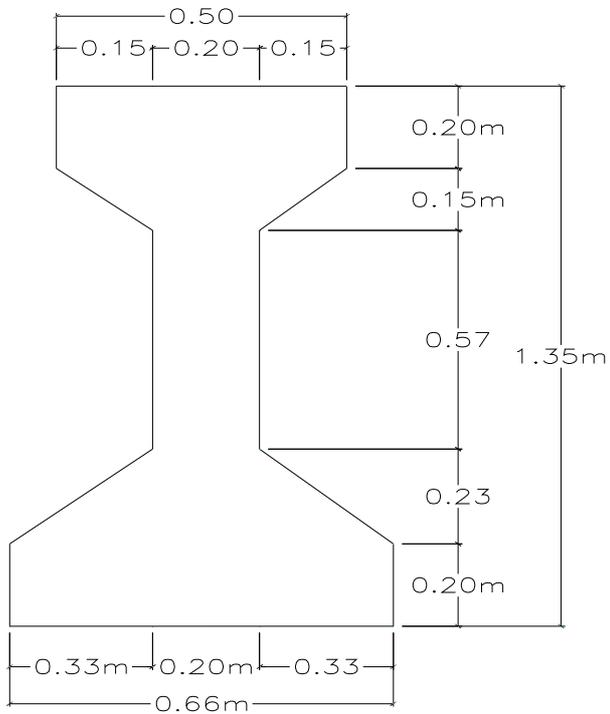


Guarnición y Parapeto



Área de Guarnición: 0.08m²

Área de Diafragma: 1.705 m²



Cargas Verticales:

Elemento:	Peso (ton)
Parapeto:	1.31
Guarnición:	0.84
Asfalto:	5.79
Losa:	12.12
Diafragmas:	1.84
Trabes:	18.31
TOTAL CM =	40.21

Carga Viva (Norma AASHTO):

Banda	Camión	Cortante Máx. (ton)
Uno	HS 20 - 44	29.56
Dos	HS 20 - 44	29.56
Tres	HS 20 - 44	29.56
Total		88.68

Peso Propio (Caballete):

Elemento	Peso (ton)
Topes	0.72
Cabezal	55.30
Diafragma Cab	13.82
Columna	39.17
Zapata	79.87
$\Sigma =$	188.88

Análisis y Diseño de Cabezal:

Determinación del Factor de Impacto

De acuerdo a la norma AASHTO, inciso 3.8.2 este factor se determina con la siguiente expresión.

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{L + 38.10}$$

Factor de impacto: 1.224

Cortante Máximo afectado por el impacto:

$$\text{CVI} = 15.50 \text{ ton/trab}$$

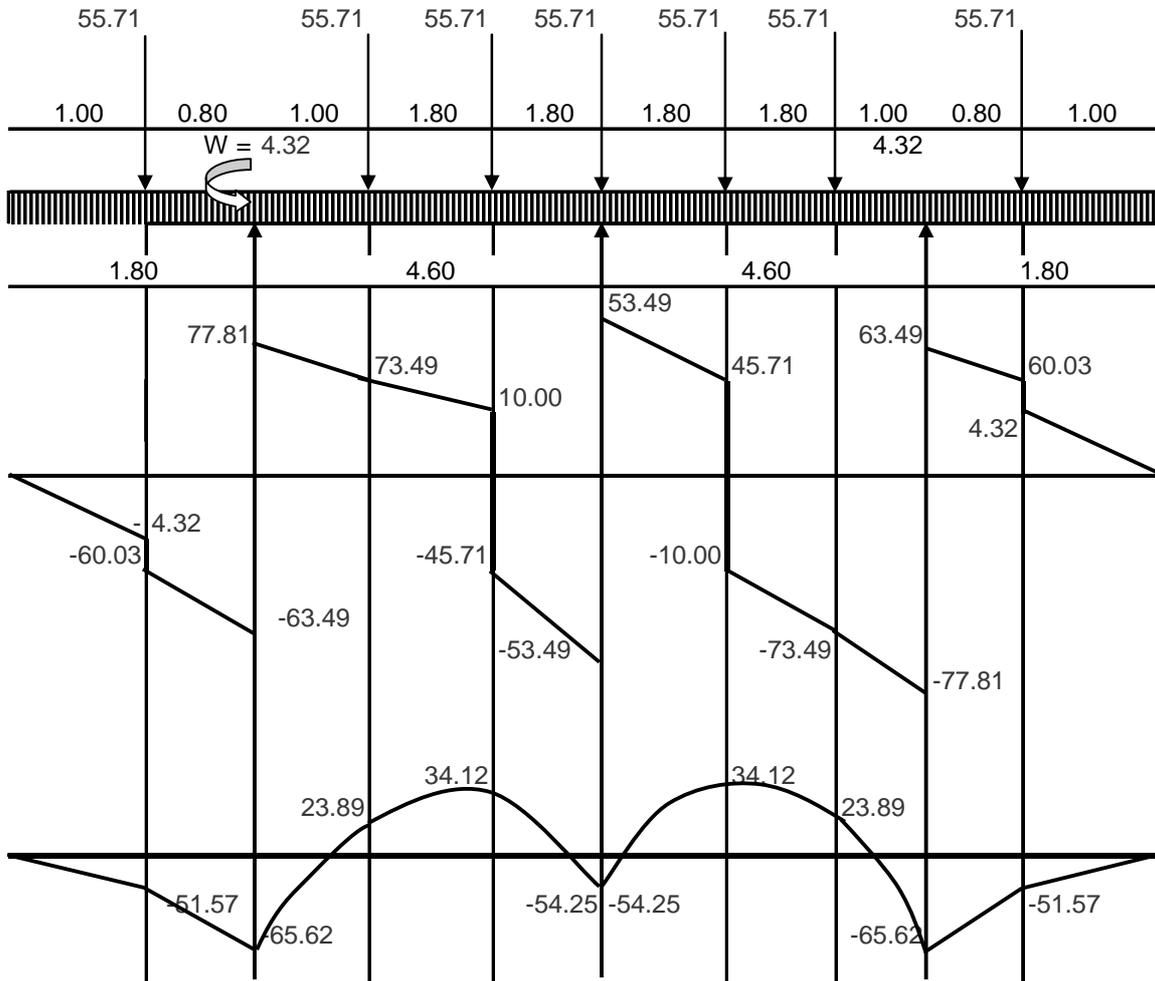
$$\text{CM} = 40.21 \text{ ton/trab}$$

$$\text{Peso total} = \text{CM} + \text{CVI}$$

$$P = 55.71 \text{ ton/trab}$$

Peso propio del Cabezal: 4.32 ton/m

Cálculo del Cortante y Momento Máximo del cabezal.



De acuerdo al diagrama de cortantes y momentos:

Cortante Máximo = 77.81 ton
Momento Máximo = 65.62 ton-m

Revisión del Peralte del Cabezal:

Revisión del Peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M \times 10^5}{k \times b}}$$

k= 15.27
b= 100 cm
r= 10 cm

d= 64 cm ok

Acero de Refuerzo Por Flexión:

$$A_s = (M \times 10^5) / (f_s \times j \times d)$$

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0.89$$

$$\text{deflect} = 110.00$$

$$A_s = 33.4 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{No Rige}$$

$$A_{s\text{min}} = 0.0035 \times b \times h$$

$$A_{s\text{min}} = 57.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Rige}$$

Se recomienda el área de acero mínimo ya que es el que rige.

Varilla: 8 C

Area vars: 5.07 cm²

Vars = 11.40 vars # 8 C

Vars recom = 12.00 vars # 8 C

Revisión por Cortante:

$$V_{\text{max}} = 77.81 \text{ ton} = 77808.57644 \text{ kg}$$

$$t = \frac{V_{\text{max}}}{b \times h}$$

$$t = 4.32 \text{ kg/cm}^2 < 1.3 f'_c$$

Se tomará todo el cortante con estribos, despreciando la colaboración del concreto con 6 ramas # 4C @ 15 cm

$$\text{Cap} = \frac{\# \text{ramas} \times A_v \times f_s \times j \times d}{\text{Sep}}$$

Varilla: 4 C

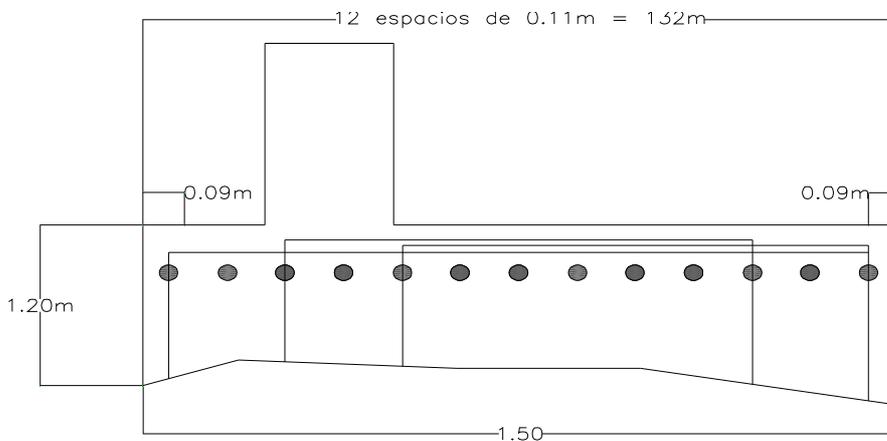
$$A_v = 1.27 \text{ cm}^2$$

de ramas = 6.00

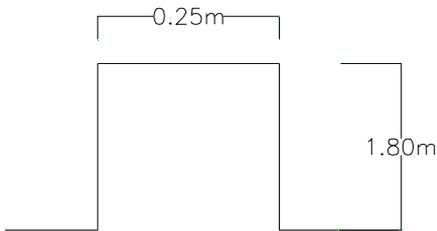
Sep = 15.00 cm

$$\text{Cap} = 99422.7 \text{ kg} > 77808.57644 \text{ kg} \quad \text{o.k}$$

Armado del cabezal:



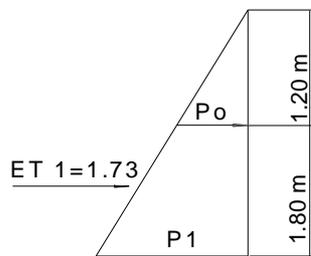
Diseño del diafragma del cabezal



Peso Propio:

	Peso (ton/m)	Brazo	Mom (ton-m)
Muro:	1.08	0.90	0.972

Empuje de Tierra:



$$P_o = 0.55 \text{ ton/m}^2$$

$$P_1 = 1.37 \text{ ton/m}^2$$

$$ET = 1.73 \text{ ton/m}$$

$$YE = 0.77 \text{ m}$$

$$MET = 1.33 \text{ ton-m/m}$$

Suponiendo un recubrimiento de: 5 cm

$$d = \sqrt{\frac{M \times 10^5}{K \cdot b}}$$

$$k = 16.27$$

$$d = 9.06 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

$$h = 25.00 \text{ cm}$$

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

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

Acero Por flexión:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$$

$$A_s = 3.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De acuerdo al Artículo 10.5.1 de la Sección 10.5 Refuerzo Mínimo en Elementos Sujetos a Flexión de las especificaciones del ACI (318 - 89), la cuantía mínima de acero para elementos sujetos a flexión está dada por la relación :

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0.0035 \text{ min.}$$

Y de acuerdo al Artículo 10.5.2 el área de refuerzo proporcionada en cada sección deberá ser por lo menos 1/3 mayor de lo requerido por el análisis.

$$A_{s\min} = \rho \cdot b \cdot h = 7.00 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s \text{ por cálculo.}$$

Si incrementamos el $A_s = 3.74 \text{ cm}^2/\text{m}$ al 33% nos da $= 4.97 \text{ cm}^2/\text{m}$ lo cual sigue estando por debajo del área de acero obtenida por cuantía mínima.

Usando varillas del número: 4 C para acero por flexión
 $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$

$$\text{Sep} = \frac{A_v \times 100}{A_{smin}} = 18.09 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas No. 4C @ 15 cm en ambos sentidos

Acero Por Temperatura:

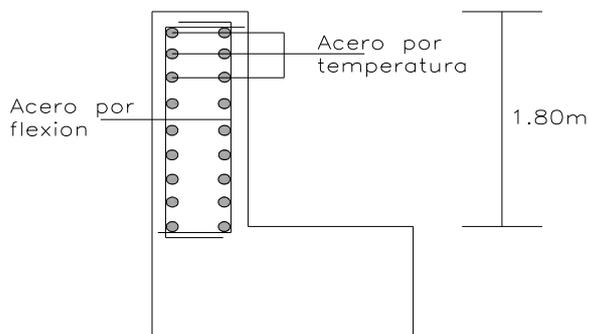
En las especificaciones del ACI (318-89) en su Artículo 7.12.2.1. dicen que el área de refuerzo por contracción y temperatura debe proporcionar por lo menos una cuantía de 0.0014 y la separación del acero no debe exceder de 5 veces el espesor o 45 cms (Art. 7.12.2.2).

De ahí que: $A_{st} = 0.0014 b d = 2.80 \text{ cm}$

Usando varillas del número: 3 C para acero por temperatura;
 $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$

$$\text{Sep} = \frac{A_v \times 100}{A_{st}} = 25 \text{ cm}$$

Para el armado del diafragma se dejarán vars # 4C @ 15cm para el acero por flexión y vars # 3C @ 20 cm para el acero por contracción y temperatura.



Análisis y Diseño de las columnas:
de columnas = 3.00 col

Cargas Verticales:

Elemento	Peso (ton)
Parapeto:	9.20
Guarnición:	5.85
Asfalto:	40.50
Losa:	84.82
Diafragmas:	7.36
Trabes:	128.19
TOTAL CM =	275.93

CM = 91.98 ton/col

CV = 29.56 ton/col

Tope antisísm = 0.24 ton/col

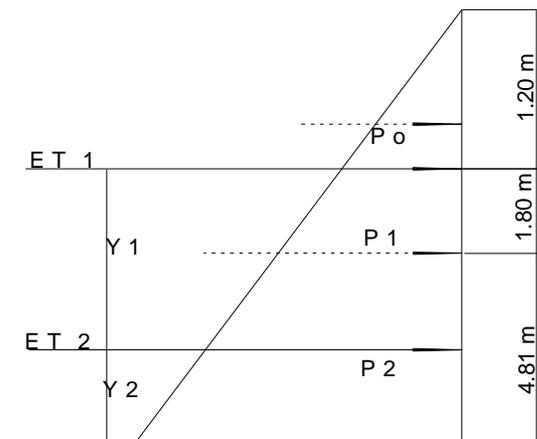
Pcab = 18.43 ton/col

Pdiaf-cab = 4.61 ton/col

Popo = 13.06 ton/col

Empuje de Tierra con Sobre carga.

$P_o = 0.55 \text{ ton/m}^2$



$P_1 = 1.37 \text{ ton/m}^2$

$P_2 = 3.57 \text{ ton/m}^2$

$ET_1 = 4.92 \text{ ton/col}$

$Y_1 = 5.58 \text{ m}$

$ET_2 = 35.69 \text{ ton/col}$

$Y_2 = 2.05 \text{ m}$

$M_1 = 27.46 \text{ ton-m/col}$

$M_2 = 73.10 \text{ ton-m/col}$

Momento total del empuje de tierra = MET = 100.57 ton-m/col

Sismo:

Inciso 1.2.20 de la norma AASHTO 2002, aplicando el método de la fuerza estática equivalente. La fuerza sísmica se obtiene:

Csuperestructura: 0.16

Ccaballete: 0.32

TT1sup= 14.72 ton/col

$b = 7.01 \text{ m}$

TT2cab= 11.63 ton/col

$b = 3.51 \text{ m}$

De acuerdo a Norma AASHTO 2002, las cargas y fuerzas que estarán actuando en la columna se revisarán por el grupo I y VII, considerando el inciso 1.2.22 de esta norma.

Revisión por el grupo I (CM + Cv+I + PoPo + ET) = 100%

Fuerza	Carga	Momento
CM	91.98	
CV	29.56	
PoPo	36.34	
ET		100.57
	157.87	100.57

Excentricidad: M/P
e= 0.64 m

Se usará el método de diseño Elástico basándonos en las gráficas para diseño de columnas del libro de Sutherland y Reese, caso II.

Datos:

n= 8.54

P= 0.01

Pn = 0.09

Rec.= 7.00 cm

Rad. = 60.00

k = 0.60

C = 6.20

Los valores de k y C se obtuvieron de las graficas de la página 436 del libro Sutherland y Reese

Los esfuerzos de trabajo no debe exceder de:

$$f_c = C \times \frac{M \times 10^5}{I^3} < 100$$

$$f_s = nfc (1/k - 1) < 1800$$

$$f's = nfc < 1800$$

$$f_c = 91.88 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k}$$

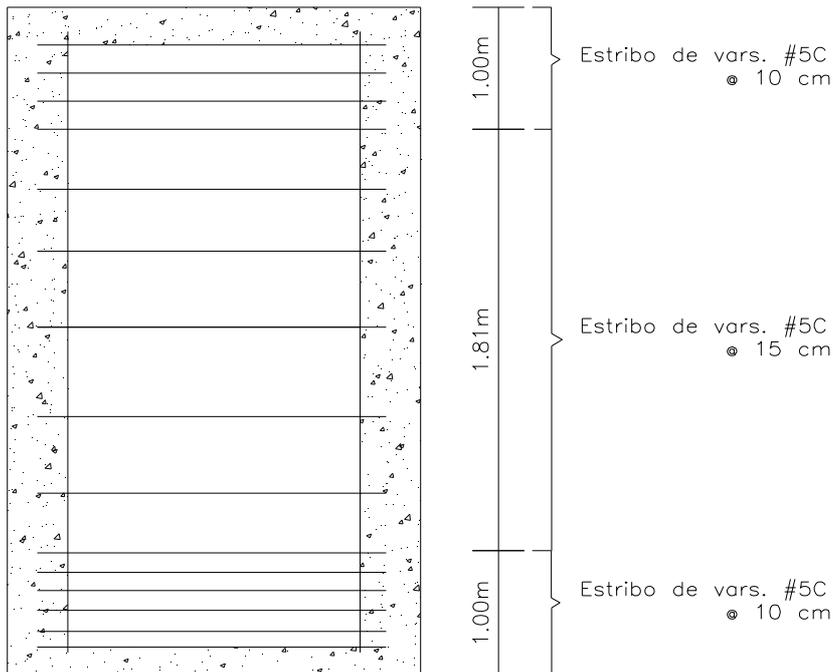
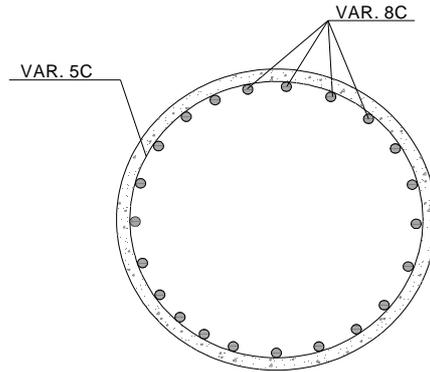
$$f_s = 522.82 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k}$$

$$f's = 784.23 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k}$$

Area vars: 5.07 cm²
No.Var= 22 pzas
Perímetro= 333.01 cm
S = 15.14 cm
Sprop = 15 cm

Por lo tanto se colocaran 22 piezas # 8C @ 15 cm

Croquis de Refuerzo:



Diseño de Zapata:

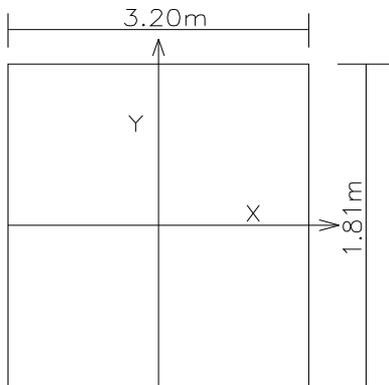
Características Geométricas de la Zapata:

Peso de la tierra:
Pt = 77.82 ton

Revisión del grupo VII (CM + Pt + TT) = 133%

Fueza	Carga V.	Carga H.	Brazo	M (ton-m)
CM	275.93			
PoPo	188.88			
Pt	77.82			
TT _{1sup}		44.15	8.21	362.46
TT _{2cab}		60.44	4.11	248.11
	542.63			610.57
P =	407.99		M =	459.08

Se revisará la zapata para el grupo VII

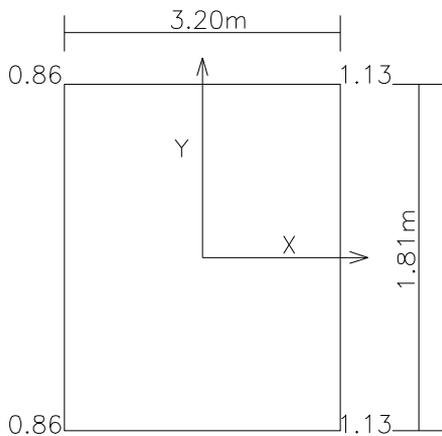


$$\begin{aligned}
 A &= 40.96 \text{ m}^2 \\
 X &= 1.60 \text{ m} \\
 Y &= 6.40 \text{ m} \\
 I_x &= 34.95 \text{ m}^4 \\
 I_y &= 559.24 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Revisión de Esfuerzos en el terreno:

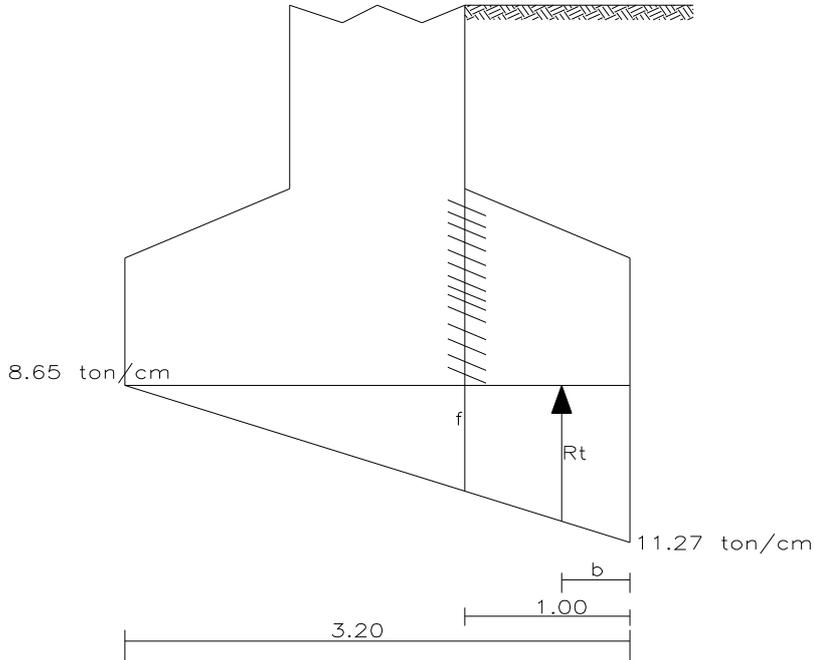
$$\sigma_1 = \frac{P \pm \frac{Mxy}{I_x} \pm \frac{Myx}{I_y}}{A}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= 11.27 \text{ ton/m}^2 = 1.13 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok} \\
 \sigma_2 &= 8.65 \text{ ton/m}^2 = 0.86 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}
 \end{aligned}$$



Diseño de la Zapata:

Sentido Transversal:



$$f = 10.45 \text{ ton/cm}^2$$

Reacción del Terreno:

$$R_t = 10.86 \text{ ton/m}$$

$$b = 0.51 \text{ m}$$

$$M_{R_t} = 5.50 \text{ ton-m/m}$$

Elementos Mecánicos Totales:

$$M_T = 3.66 \text{ ton-m/m}$$

Revisión del Peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M \times 10^5}{K \cdot b}}$$

$$k = 16.27$$

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

$$r = 10 \text{ cm}$$

$$d = 15 \text{ cm o.k.}$$

Acero de Refuerzo Por Flexión

$$A_s = (M \times 105) / (f_s \times j \times d)$$

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0.89$$

$$A_s = 2.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Varilla: 3 C

Área vars: 0.71 cm²

Separación teórica:

$$S_t = 31 \text{ cm}$$

Separación recomendada:

$$S_r = 15 \text{ cm}$$

Acero Por Temperatura:

$$A_{st} = 0.0015 \times b \times h$$

$$A_{st} = 15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

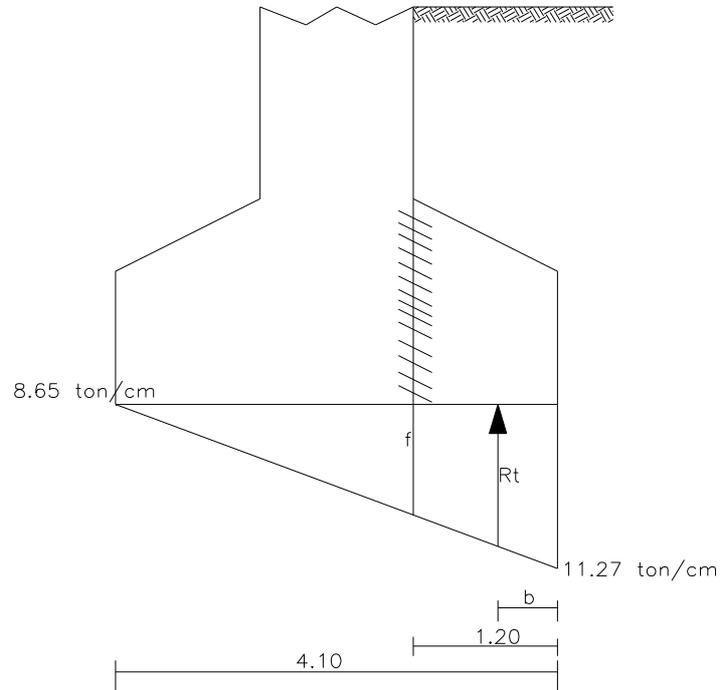
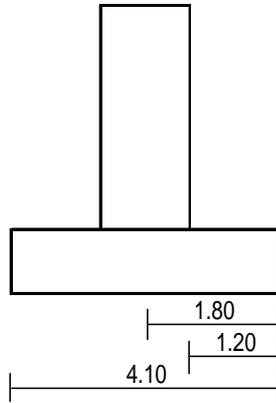
varilla: 5C

área: 1.98 cm²

Separación teórica:

$$S_t = 13 \text{ cm}$$

Separación real:
 $S_r = 15 \text{ cm}$



$$f = 10.51 \text{ ton/cm}^2$$

Reacción del Terreno:

$$R_t = 41.82 \text{ ton/m}$$

$$b = 0.61 \text{ m}$$

$$MR_t = 25.39 \text{ ton-m/m}$$

Peso Propio:

$$PoPo_1 = 3.69 \text{ ton/m}$$

$$PoPo_2 = 3.80 \text{ ton/m}$$

$$b = 0.61 \text{ m}$$

$$MPoPo = 4.55 \text{ ton-m/m}$$

Peso de la Tierra:

$$PT = 7.296 \text{ ton/m}$$

$$b = 0.61 \text{ m}$$

$$MPT = 4.43 \text{ ton-m/m}$$

Elementos Mecánicos Totales:

$$MT = 16.41 \text{ ton-m/m}$$

Revisión del Peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M \times 10^5}{K \cdot b}}$$

$$k = 16.27$$

$$b = 320 \text{ cm}$$

$$r = 10 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm ok}$$

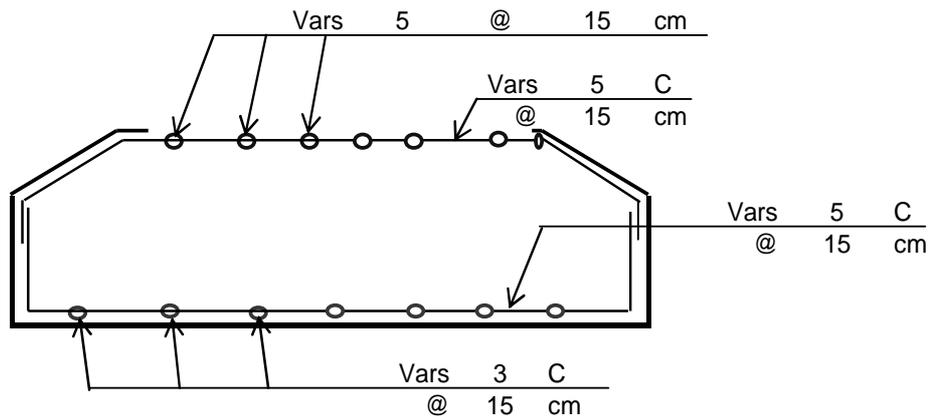
Acero de Refuerzo Por Flexión:

$$A_s = (M \times 10^5) / (f_s \times j \times d)$$

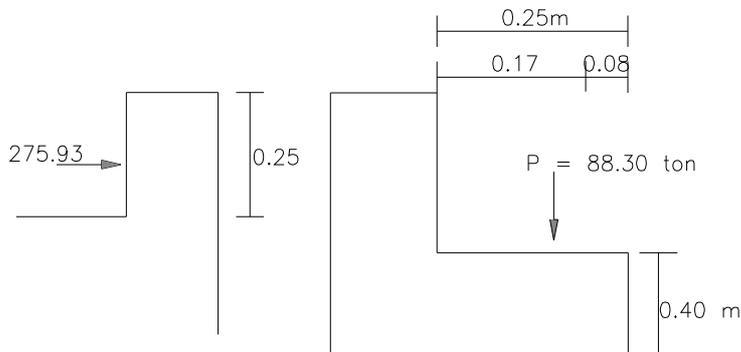
$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$j = 0.89$
 $A_s = 10.2 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Varilla: 3C
 Área: 0.71 cm^2
 Separación teórica:
 $St = 22 \text{ cm}$
 Separación según especificación constructiva:
 $Sr = 15 \text{ cm}$

Croquis de Refuerzo:



Diseño de Tope:



Momento actuante:

Revisión del Peralte:

$M_o = 14.72 \text{ ton-m}$

$k = 16.27$

$b = 150 \text{ cm}$

$r = 5 \text{ cm}$

$d = 25 \text{ cm ok}$

Acero de Refuerzo Por Flexión:

$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$

$j = 0.89$

$A_s = 23.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

Varilla: 4C

Área: 1.27 cm^2

No. var=19 pzas

Paq. de: 2 varillas

Separación teórica:

$St = 16 \text{ cm}$

Separación especificada:

$S_{esp} = 15 \text{ cm}$

Acero Por Cortante:

$V_{max} = 44.15 \text{ ton}$

$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$

$f = 0.45$

varilla: 4C

área: 1.27 cm^2

Paquetes de: 2 vars

de: 2 ramas

$b = 150 \text{ cm}$

Separación teórica:

$St = 15 \text{ cm}$

Separación especificada:

$S_{esp} = 15 \text{ cm}$

Acero Por Temperatura:

$A_{st} = 9 \text{ cm}^2/\text{m}$

Varilla: 4 C

Área: 1.27 cm^2

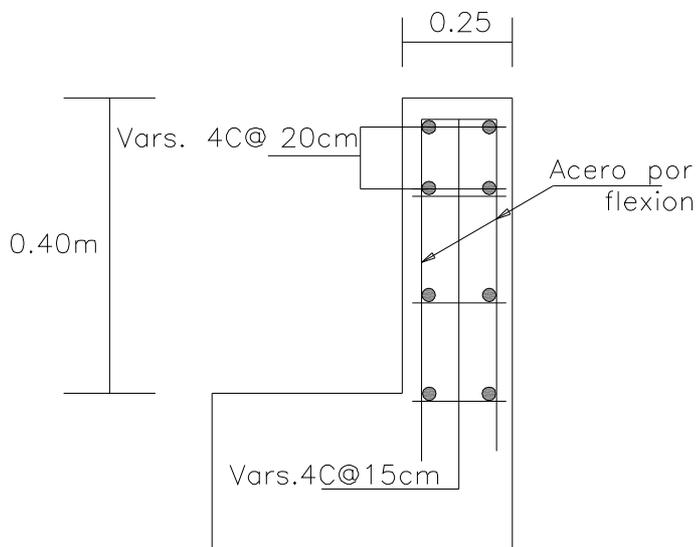
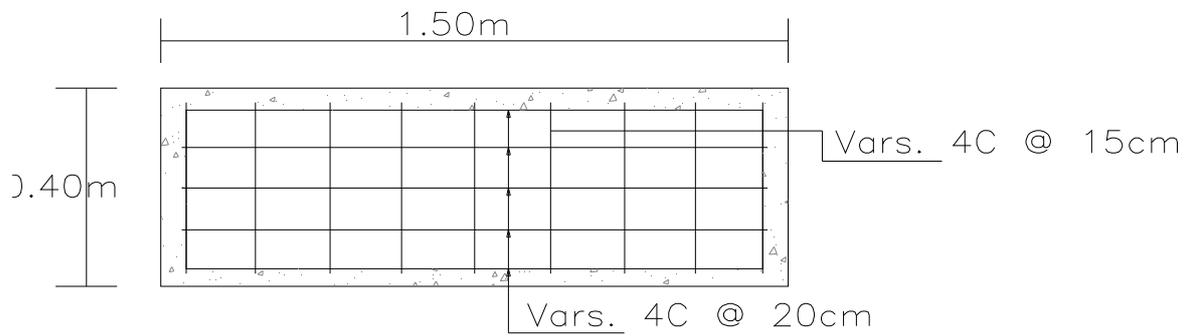
Separación teórica:

$S_t = 21 \text{ cm}$

Separación real:

$S_r = 20 \text{ cm}$

Croquis de Refuerzo:



Diseño de Pila de concreto Reforzado (Normas AASHTO)

Datos Generales

Elevación Rasante:	1514.37	m
Claro:	30.00	m
Culata:	0.30	m
Junta de dilatación	0.04	m
Longitud Total del Tramo:	30.68	m
Ancho de Calzada:	12.00	m
Ancho total:	12.80	m
Espesor de Carpeta:	0.10	m
Espesor de Losa:	0.18	m
Tipo de trabe:	IV	
Área de la Trabe:	0.4974	m ²
Altura de Trabe:	1.35	m
Número de trabes:	7.00	pzas
Separación entre Trabes:	1.80	m
Espesor de Diafragma Int:	0.30	m
Espesor de Apoyo:	0.04	m
Espesor de Banco de Apoyo:	0.05	m
Diafragmas Extremos:	2.00	pzas
Diafragma Intermedios	1.00	pzas
Peso del Parapeto:	0.30	ton/m/lado
Peso Volumétrico del Concreto:	2.40	ton/m ³
Peso Volumétrico del Asfalto:	2.20	ton/m ³
Peso Volumétrico del Material de Relleno:	1.60	ton/m ³
Esfuerzo Máximo Permissible en el Terreno:	3.00	kg/cm ²
Zona Sísmica:	C	
Tipo de Terreno:	II	
Coeficiente Sísmico:	0.64	
Factor de Ductilidad en la Superestructura:	4.00	
Factor de Ductilidad en la Subestructura:	2.00	
Resistencia del Concreto:	250	kg/cm ²

Esfuerzos Admisibles:

$$\begin{aligned} \text{Compresión: } f_c &= 0.45 f'_c = 112.50 && \text{kg/cm}^2 \\ \text{Tensión: } f_s &= 0.5 f_y = 2000 && \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Materiales

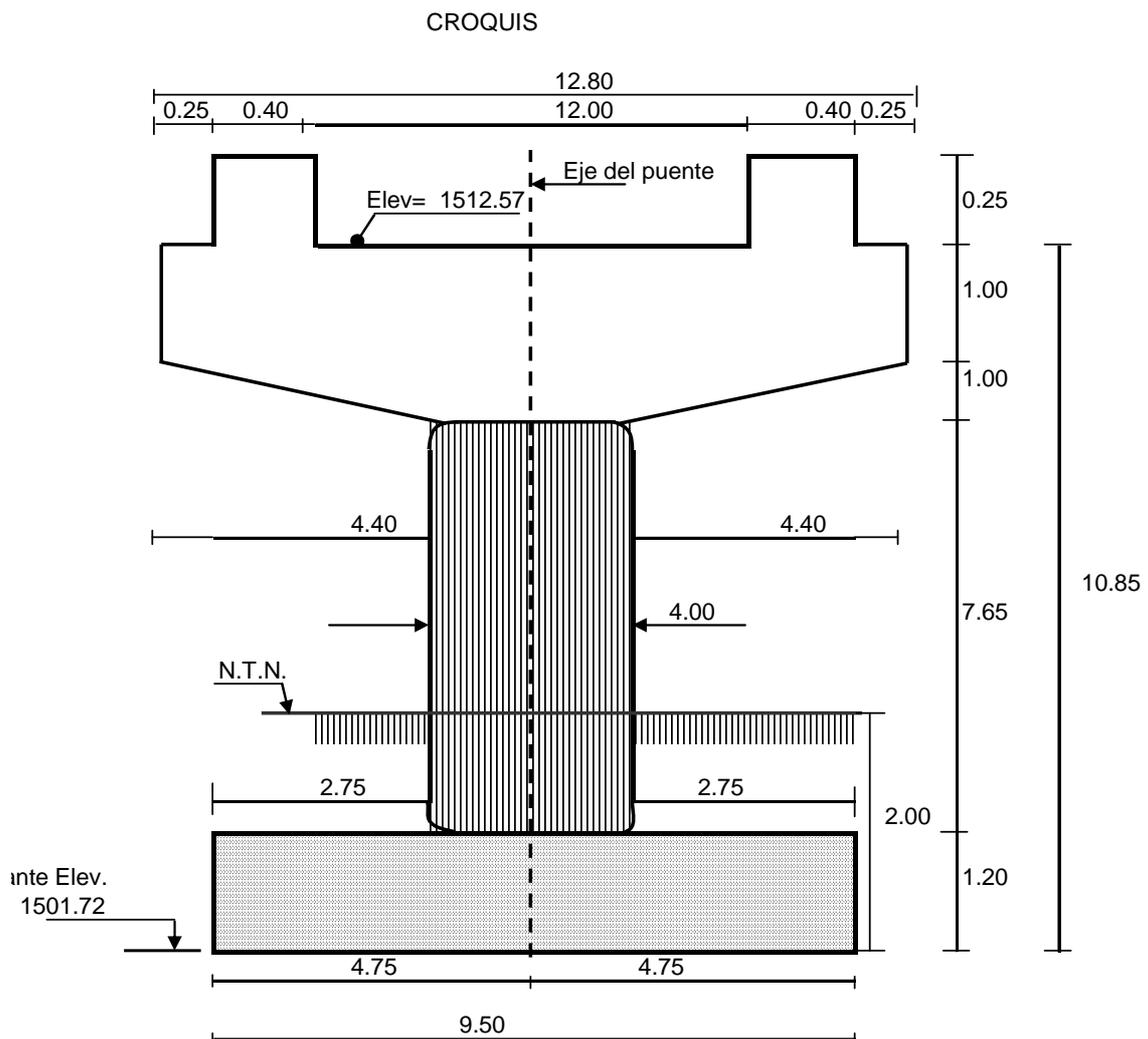
$$\begin{aligned} \text{Acero de } f_y &= 4000 \\ f^*c &= 0.8 \times f'_c = 200 \\ f''c &= 0.85 \times f^*c = 170 \\ EC &= 57000 \times \sqrt{f'_c} \\ EC &= 901249 \text{ kg/m}^2 \\ ES &= 29000000 \end{aligned}$$

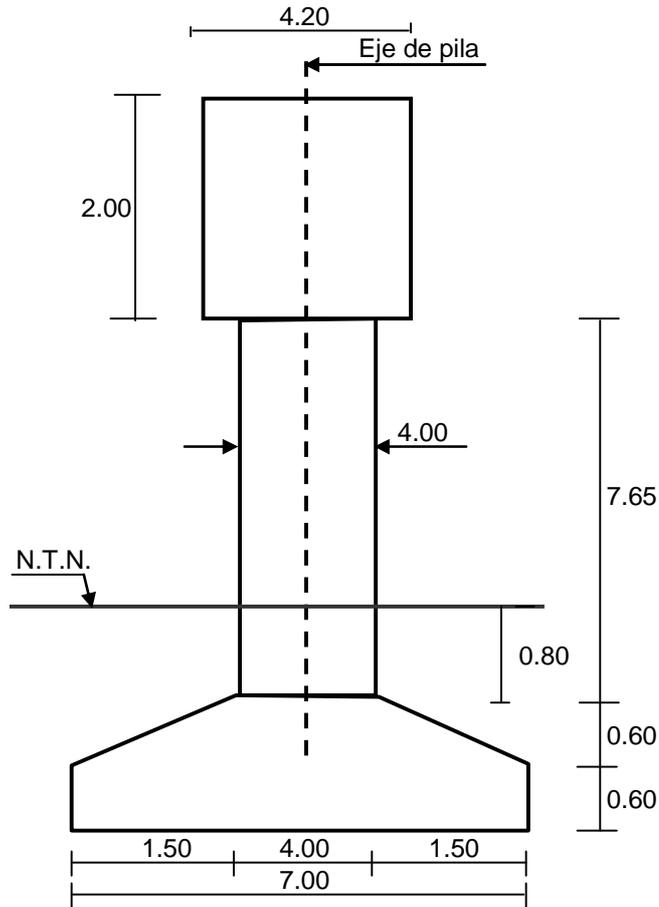
$$n = E_c/E_s = 57,000 \cdot \sqrt{f'_c} / E_s = 29,000,000 = 8.54$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j = 16.27$$

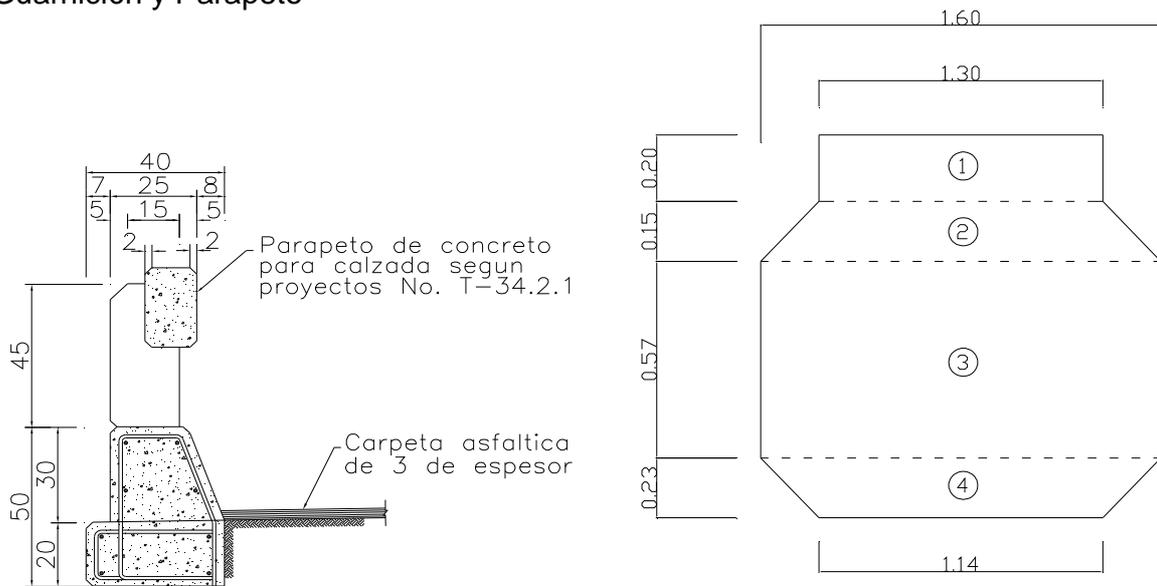
$$k = \frac{1}{1 + f_s / (n \cdot f_c)} = 0.324$$

$$j = 1 - k/3 = 0.89$$



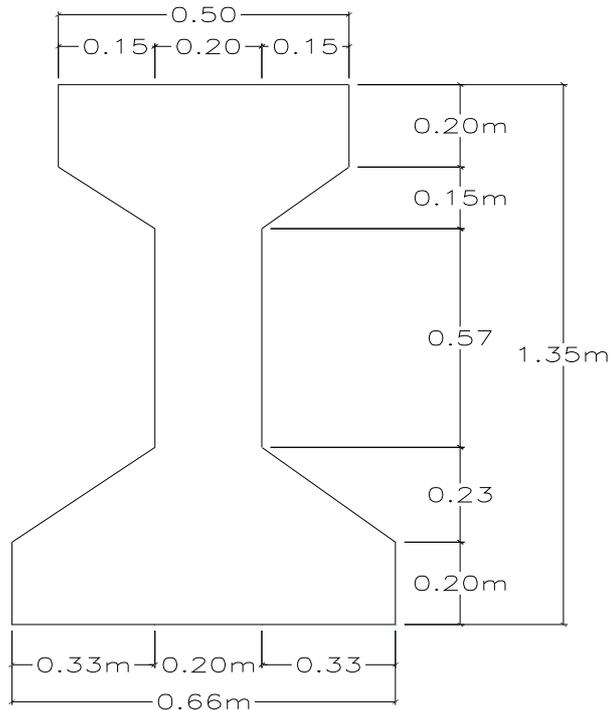


Guarnición y Parapeto



Área de Guarnición: 0.08m²

Área de Diafragma: 1.705 m²



Cargas Verticales:

Elemento	Peso (ton)
Parapeto	18.41
Guarnición	11.71
Asfalto	81.00
Losa	169.65
Diafragmas	18.41
Trabes	256.37
TOTAL CM =	555.54

Carga Viva (Norma AASHTO):

Banda	Camión	Cortante Máx. (ton)
Uno	HS 20 - 44	29.56
Dos	HS 20 - 44	29.56
Tres	HS 20 - 44	29.56
Total		88.68

Peso Propio (Pila):

Elemento	Peso (ton)
Topes	0.67
Cabezal	71.23
Columna	230.72
Zapata	99.18
$\Sigma =$	401.80

Peso de la Tierra:
Pt= 70.68.8 ton

Cargas Horizontales:

Fricción:
Fr= 27.78 ton

Frenaje:
Ffr= 4.43 ton

Viento sobre la superestructura:

De acuerdo a Normas AASHTO 2002 inciso 1.2.14 (Cargas por Viento) considera la carga del viento sobre la estructura.

Viento sobre la superestructura:

$f_vl = 0.059 \text{ ton/m}^2$ Longitudinal
 $f_{vt} = 0.244 \text{ ton/m}^2$ Transversal
 $A_{exp} = 56.40 \text{ m}^2$
 $VL = 3.33 \text{ ton}$
 $VT = 13.76 \text{ ton}$

Viento sobre la subestructura:

$AL = 28.05 \text{ m}^2$
 $AT = 9.65 \text{ m}^2$
 $VL = 1.67 \text{ ton}$
 $VT = 2.35 \text{ ton}$

Viento sobre la Carga Viva:

$f_{vl} = 0.600 \text{ ton/m}^2$ Transversal
 $f_{vt} = 0.149 \text{ ton/m}^2$ Longitudinal
 $VL = 18.00 \text{ ton}$
 $VT = 4.47 \text{ ton}$

Sismo:

Inciso 1.2.20 de la norma AASHTO 2002, aplicando el método de la fuerza estática equivalente. La fuerza sísmica se obtiene:

$C_{superestructura} = 0.16$
 $C_{subestructura} = 0.32$
 $TT_{1sup} = 88.89 \text{ ton}$
 $TT_{2sub} = 128.58 \text{ ton}$

Fuerza	Carga (ton)		Brazo (m)
Friccion	27.78		10.85
Frenaje	4.43		10.85
VLsup	3.33		10.85
VTsup	13.76		10.85
VLsub	1.65		5.43
VTsub	2.35		5.43
VLcv	18.00		14.21
VTcv	4.47		14.21
TT ₁	88.89		10.85
TT ₂	128.58		5.43

De acuerdo a Norma AASHTO 2002, las cargas y fuerzas que estarán actuando en la pila se revisarán por el grupo III y VII, considerando el inciso 1.2.22 de esta norma.

Revisión por el grupo III (CM + Cv+l + Pt + FC + Fr + F _r + S + Pc + 0.3VE + VCv) = 125%									
Fuerza	Vertica I		Horizontal		bx (m)	b (y)	Mx (ton-m)		My (ton-m)
CM	555.54								
CV	88.68								
PoPo	401.80								
Pt	70.68								
Friccion			27.78		10.85				301.38
Frenaje			4.43		10.85				48.11
VLsup			1.00		10.85				10.83
VTsup			4.13			10.85	44.79		
VLsub			0.50		5.43				2.69
VTsub			0.71			5.43	3.83		
VLcv			18.00		14.21		0.00		255.78
VTcv			4.47			14.21	63.52		
	1116.70						112.14		618.79
	893.36						89.72		495.04

Revisión del grupo VII (CM + Pt + TT + S + Pc) = 133%									
Fueza	Vertica I		Horizontal		bx (m)	b (y)	Mx (ton-m)		My (ton-m)
CM	555.54								
PoPo	401.80								
Et	70.68								
TT ₁			88.89		10.85				964.42
TT ₂			128.58		5.43				697.53
	1028.02								1661.95
	772.95								1249.59

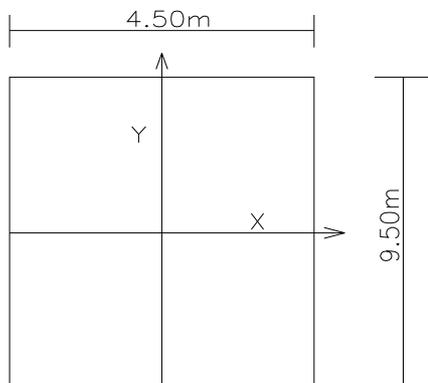
Rigen los momentos del grupo VII

Mx = 0.00 ton-m/m

My = 1249.59 ton-m/m

P = 772.95 ton

Características Geométricas de la zapata

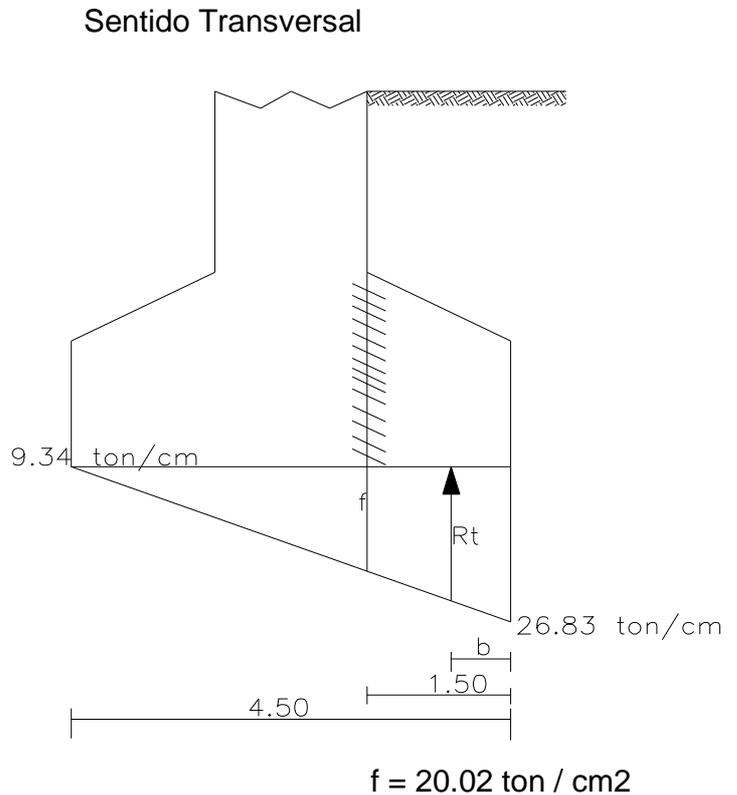
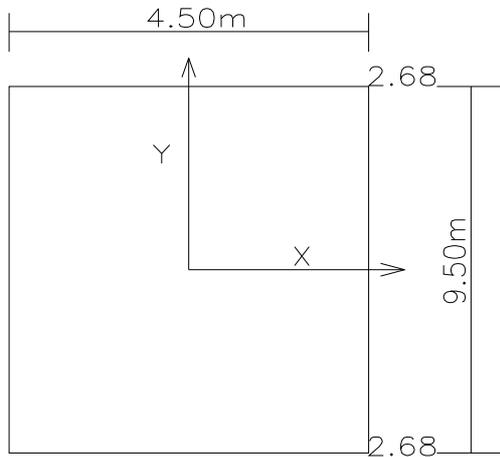


A= 42.75 m²
 X= 2.25 m
 Y= 4.75 m
 I_x= 72.14 m⁴
 I_y= 321.52 m⁴

Revisión de Esfuerzos en el terreno:

$$\sigma_1 = 18.08 + 8.74 = 26.82 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\sigma_2 = 18.08 - 8.74 = 9.34 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$



Diseño de Zapata

Reacción del Terreno:

$$R_t = 40.99 \text{ ton/m}$$

$$b = 0.92 \text{ m}$$

$$M_{R_t} = 37.60 \text{ ton-m/m}$$

Peso Propio:

$$P_o P_o = 3.78 \text{ ton/m}$$

$$b = 0.78 \text{ m}$$

$$M_{P_o P_o} = 2.94 \text{ ton-m/m}$$

Peso de la Tierra:

$$P_T = 3.08 \text{ ton/m}$$

$$b = 0.95 \text{ m}$$

$$M_{P_T} = 2.94 \text{ ton-m/m}$$

Elementos Mecánicos Totales:

$$M_T = 31.72 \text{ ton-m/m}$$

Revisión del Peralte:

$$k = 16.27$$

$$d = \frac{M \times 105}{k \times b}$$

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

$$r = 10 \text{ cm}$$

$$d = 44 \text{ cm ok}$$

Acero de Refuerzo Por Flexión:

$$A_s = (M \times 105) / (f_s \times j \times d)$$

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0.89$$

$$A_s = 16.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Varilla= 5C
Área vars= 1.98 cm²
Separación teórica:
St=12cm
Separación real:
Sr= 15 cm

Acero Por Temperatura:

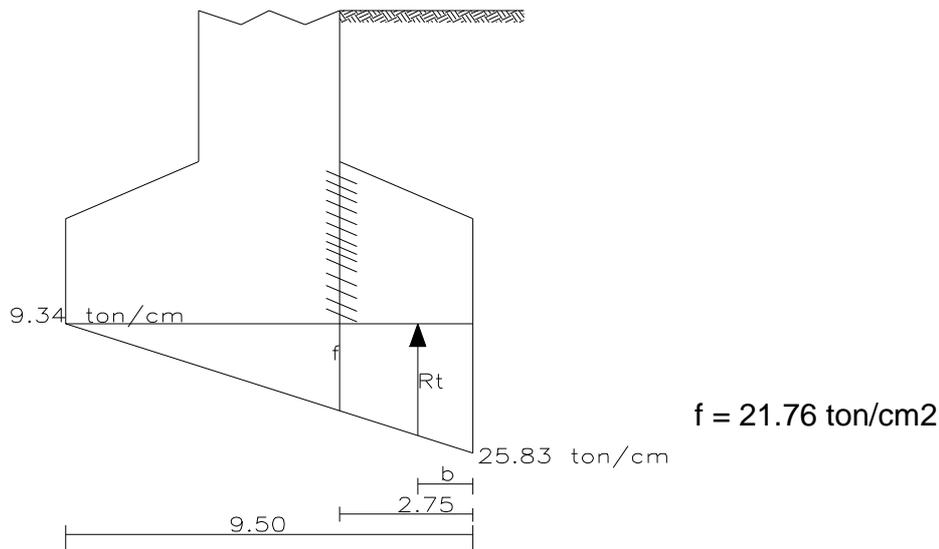
$$A_{st} = 0.0015 \times b \times h$$

$$A_{st} = 18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Varilla: 5C
Área: 1.98 cm²

Separación teórica:
St= 11cm
Separación recomendada
Sr= 15 cm

Sentido Longitudinal



Reacción del Terreno:

$$R_t = 300.64 \text{ ton/m}$$

$$b = 1.42 \text{ m}$$

$$MR_t = 427.74 \text{ ton-m/m}$$

Peso Propio:

$$P_{oPo1} = 17.82 \text{ ton/m}$$

$$P_{oPo2} = 10.89 \text{ ton/m}$$

$$b = 1.42 \text{ m}$$

Peso de la Tierra:

$$P_T = 20.46 \text{ ton/m}$$

$$b = 1.42 \text{ m}$$

$$M_{P_oP_o} = 40.85 \text{ ton-m/m}$$

$$M_{P_T} = 29.11 \text{ ton-m/m}$$

Elementos Mecánicos Totales:

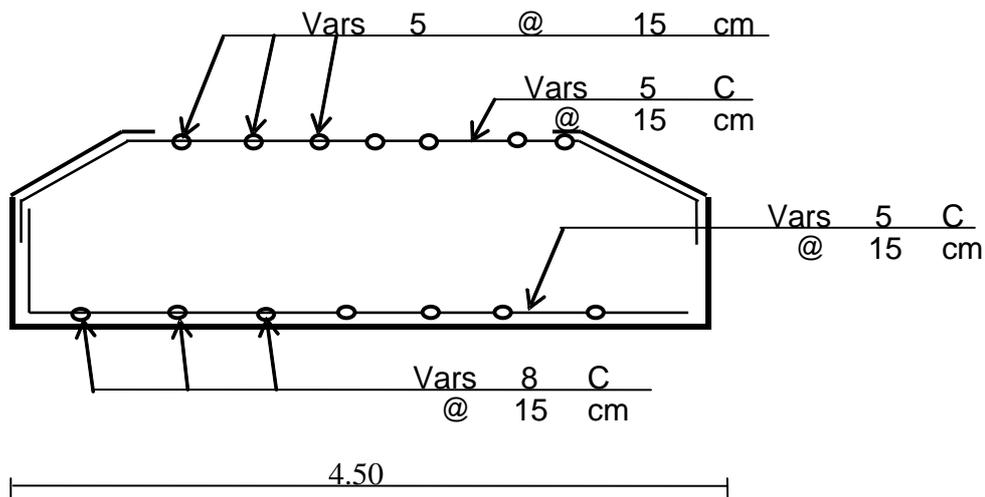
$$M_T = 357.78 \text{ ton-m/m}$$

Revisión del Peralte: $k = 16.27$
 $d = \frac{M \times 105}{k \times b}$ $b = 450 \text{ cm}$
 $r = 10 \text{ cm}$
 $d = 70 \text{ cm}$ ok

Acero de Refuerzo Por Flexión:

$A_s = (M \times 105) / (f_s \times j \times d)$
 $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$
 $j = 0.89$
 $A_s = 182.3 \text{ cm}^2/\text{m}$
Varilla: 8C
Área: 5.07 cm^2
Separación teórica:
 $S_t = 13 \text{ cm}$
Separación según especificación constructiva:
 $S_r = 15 \text{ cm}$

Croquis de Refuerzo:



Diseño de Columna:

Po.Po. = 302.62 ton

Sismo:

Csuperestructura: 0.16

Csubestructura: 0.32

TT1sup = 88.89 ton

TT2sub = 96.84 ton

De acuerdo a Norma AASHTO 2002, las cargas y fuerzas que estarán actuando en la columna se revisarán por el grupo VII, considerando el inciso 1.2.22 de esta norma.

Revisión del grupo VII (CM + PoPo + TT) = 133%			
Fuerza	Vertica I	b (m)	M (ton-m)
CM	555.54		
PoPo	302.62		
TT ₁	88.89	9.65	857.75
TT ₂	96.84	4.83	467.25
	1043.89		1325.00
	784.88		996.24

Excentricidad:
e= 1.27 m

Se usará el método de diseño Elástico basándonos en las gráficas para diseño de columnas del libro de Sutherland y Reese.

Datos:
n = 8.54
P = 0.01
Pn = 0.09
r = 7 cm

C = 7.20
Valor que salio de las graficas de la pagina 432 del libro Sutherland y Reese

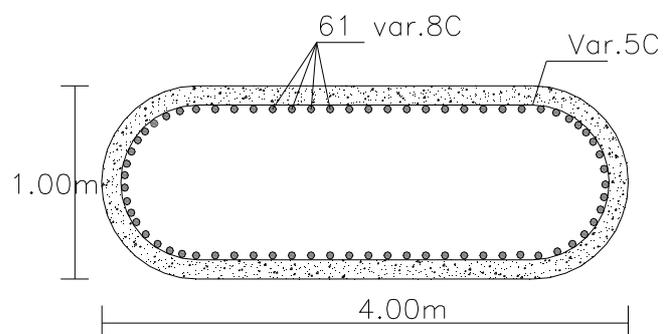
El esfuerzo permisible del concreto no debe exceder de 0.4 f'c

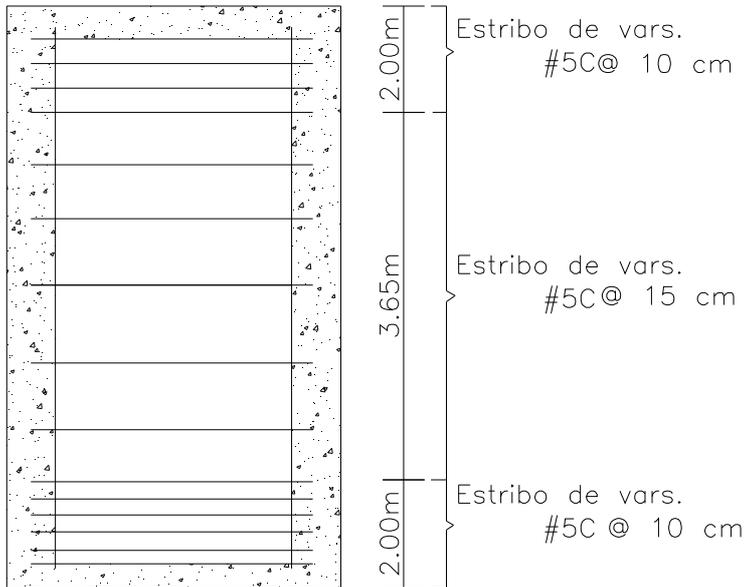
$$f_c = C \times \frac{M \times 10^5}{b \times h^2} = 44.831 < 100 \quad \text{o.k.}$$

Se revisó como una sección rectangular

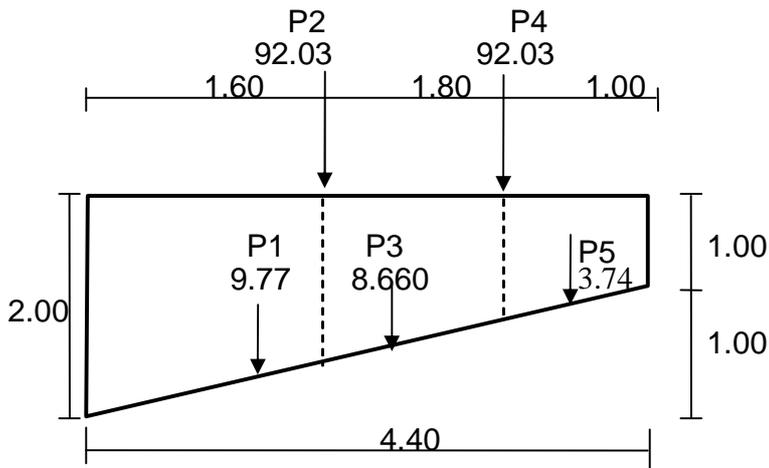
Área de Acero:
As = 339.27 cm²
Varilla: 8C
Área vars: 5.07 cm²
No.Var = 67 pzas
Perímetro = 914.16 cm
S = 13.6441791 cm
Sprop = 15

Croquis de Refuerzo





Diseño del Cabezal:



Fuerza	Peso (ton)	b (m)	M (ton-m)
P1	9.77	0.77	7.56
P2	92.03	1.60	147.25
P3	8.66	2.46	21.28
P4	92.03	3.40	312.91
P5	3.74	3.88	14.53
	206.24		503.52

Revisión del Peralte:

$$K = 16.27$$

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

$$r = 10 \text{ cm}$$

$$d = \frac{M \times 10^5}{k \times b}$$

$$d = 131 \text{ cm OK}$$

Acero de Refuerzo Por Flexión:

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0.89$$

$$A_s = 148.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Varilla: 8 C

Área: 5.07 cm²

No.Var = 52 pzas

Paquetes de: 3 vars

Separación teórica:

$$S_t = 11 \text{ cm}$$

Separación recomendada:

$$S_r = 15 \text{ cm}$$

Acero Inferior:

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0.89$$

$$A_s = 74.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Área: } 2.85 \text{ cm}^2$$

Varilla: 6C

No.Var = 26 pzas

Paquetes de: 2 vars

Separación teórica:

$$S_t = 14 \text{ cm}$$

Separación especificada:

$$S_{esp} = 15 \text{ cm}$$

Acero Por Cortante:

$$V_{max} = 206.24 \text{ ton}$$

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = 0.45$$

$$b = 140 \text{ cm}$$

Varilla: 5C

Área: 1.98 cm²

Paquetes de: 2 vars

De: 6 ramas

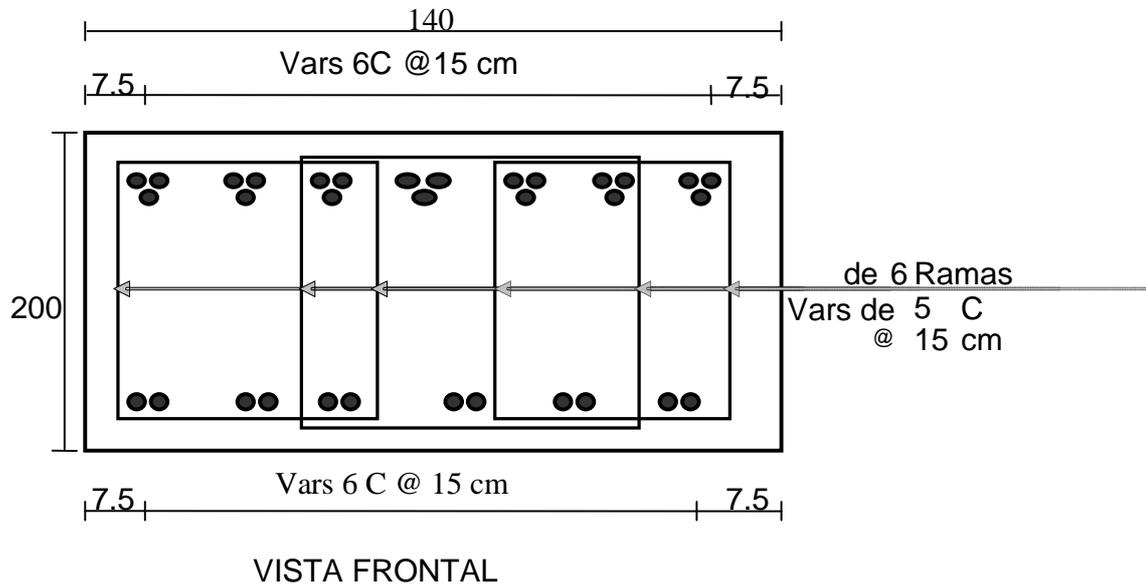
Separación teórica:

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

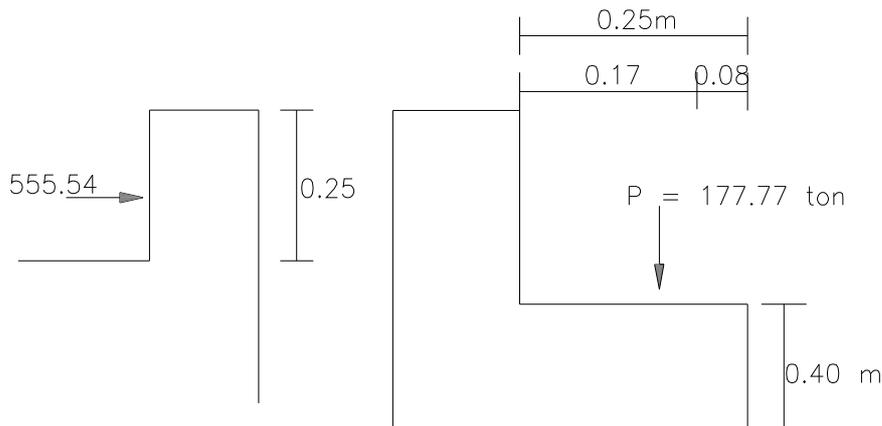
Separación especificada:

$$S_{esp} = 15 \text{ cm}$$

Croquis de Refuerzo:



Diseño de Tope:



Momento Actuante:
 $M_o = 29.63 \text{ ton-m}$

Revisión del Peralte:
 $K = 16.27$
 $b = 140 \text{ cm}$
 $r = 5 \text{ cm}$
 $d = 36 \text{ cm ok}$

Acero de Refuerzo Por Flexión:

Area: 1.98 cm^2
No.Var= 24 pzas
Paq. de: 2 varillas
Separación teórica:
 $St = 12 \text{ cm}$
Separación especificada:

$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$
 $j = 0.89$
 $A_s = 47.5 \text{ cm}^2/\text{m}$
Varilla: 5C

Sesp = 15 cm

Acero Por Cortante:

Vmax = 88.89 ton

fs = 2000 kg/cm²

f = 0.45

Varilla: 5C

Área: 1.98 cm²

Paquetes de: 2 vars

de: 2 ramas

b = 140 cm

Separación teórica:

St = 11 cm

Separación especificada:

Sesp = 15 cm

Acero Por Temperatura:

Ast = 8.4 cm²/m

Varilla: 4C

Área: 1.27cm²

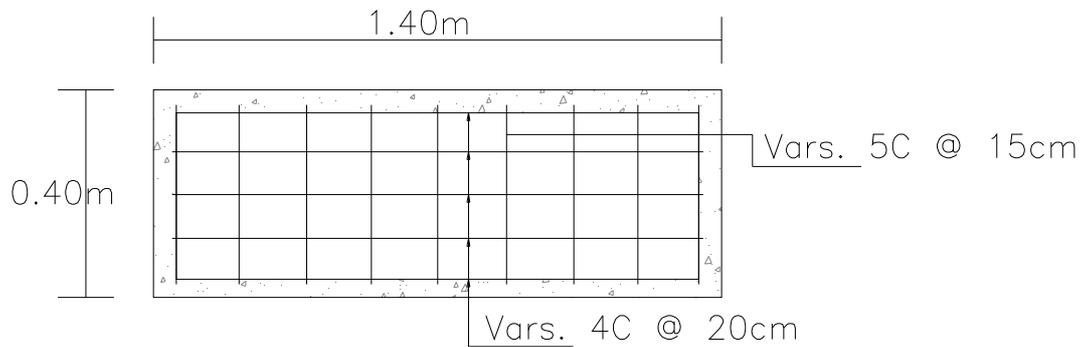
Separación teórica:

St = 21cm

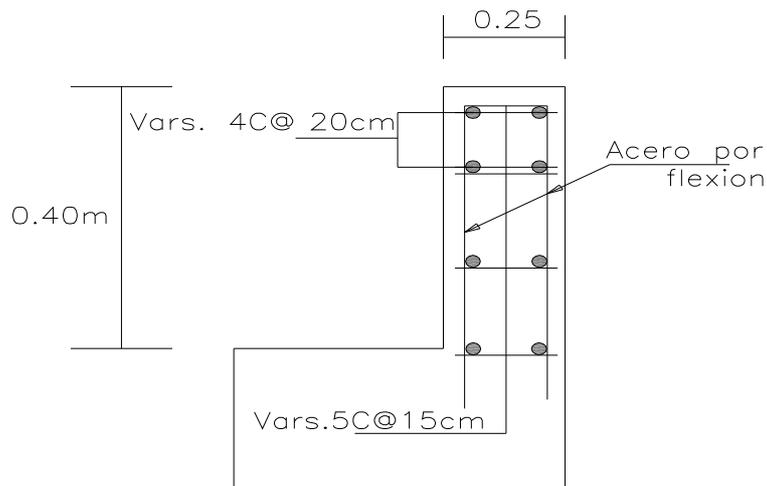
Separación recomendada:

Sr = 20cm

Croquis de Refuerzo:



PLANTA



ELEVACION

MEMORIA DE CÁLCULO CON NORMAS IMT:

DISEÑO DE SUPERESTRUTURA:

Datos Generales

Elevación Rasante:	1514.37	m
Claro:	30.00	m
Culata:	0.30	m
Longitud Total del Tramo:	30.68	m
Ancho de Calzada:	12.00	m
Ancho total:	12.80	m
Espesor de Carpeta:	0.10	m
Espesor de Losa:	0.20	m
Separación Trabes ext:	1.80	m
Separación Trabes int:	1.00	m
Peso del Parapeto:	0.30	ton/m
Peso Volumétrico del Concreto:	2.40	ton/m ³
Peso Volumétrico del Asfalto:	2.20	ton/m ³
Resistencia del Concreto:	250	kg/cm ²

Esfuerzos Admisibles:

$$\text{Compresión: } f_c = 0.45 f'_c = 112.50 \text{ kg/cm}^2$$
$$\text{Tensión: } f_s = 0.5 f_y = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

Materiales

$$\text{Acero de } f_y = 4000$$
$$f^*c = 0.8 \times f'_c = 200$$
$$f''c = 0.85 \times f^*c = 170$$
$$E_c = 57000 \times \sqrt{f'_c}$$
$$E_c = 901249 \text{ kg/m}^2$$
$$E_s = 29000000$$

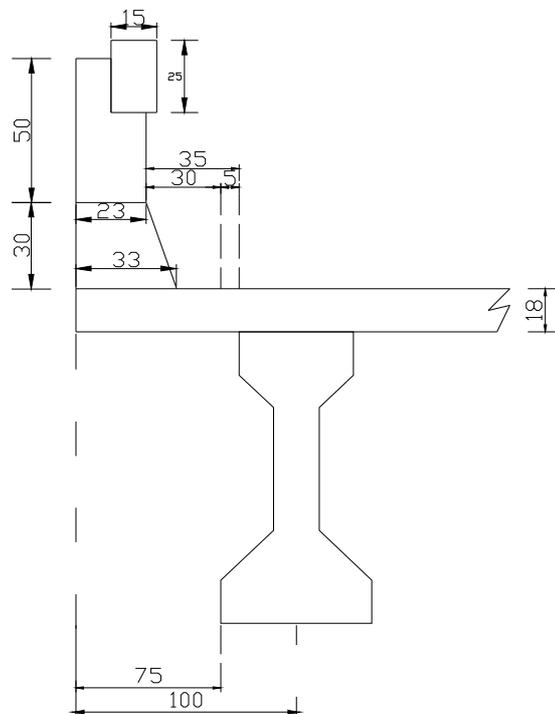
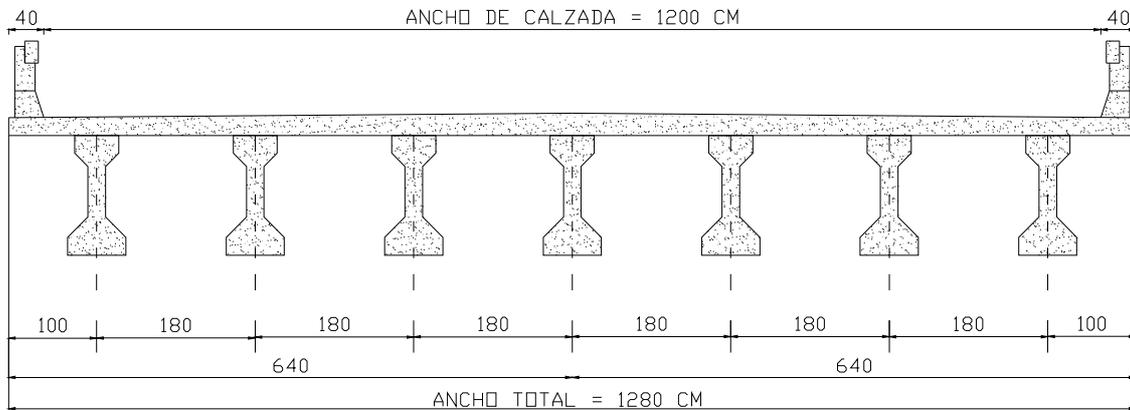
$$n = E_c / E_s = 57,000 \times \sqrt{250} / 29000000 = 8.54$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j = 15.80$$

$$k = \frac{1}{1 + f_s / (n^*f_c)} = 0.324$$

$$j = 1 - k/3 = 0.89$$

Sección Transversal Propuesta:



Cálculo de Carga Muerta (Voladizo):

CARGA MUERTA W (T/M) :					BRAZO	M (T-M/M)
Parapeto Tipo T-34.2.1 = 0.30	X	1.00	=	0.30	X 0.75	= 0.225
Guarnición Tipo T-33.1.1 = 0.14	X	1.00	X 2.40	= 0.34	X 0.59	= 0.197
Losa = 0.75	X	0.18	X 2.40	= 0.32	X 0.38	= 0.122
Asfalto = 0.35	X	0.10	X 2.20	= 0.08	X 0.18	= 0.013
				0.74		0.557

Análisis de carga móvil IMT 66.5 (considerando el eje más pesado)

Se analiza el volado por carga viva ya que de acuerdo al inciso E.1.1.3 de la norma N-PRY-CAR-6-01-003/01 considera que el eje de las ruedas derechas de los vehículos, se acercan a la cara de la guarnición o al carril correspondiente, treinta (30) centímetros como mínimo para el diseño de los voladizos de la losa de calzada, o sesenta (60) centímetros como mínimo para diseño de otros elementos de la superestructura.

Calculo del ancho de distribución "E"

De acuerdo a la norma N-PRY-CAR-6-01-007/04 inciso F.5. Losas en voladizo el ancho de distribución, se obtiene con la siguiente expresión.

$$E = 0.8X + 1.15$$

Donde; X es la distancia del eje de la carga por rueda a la sección en consideración, (m)

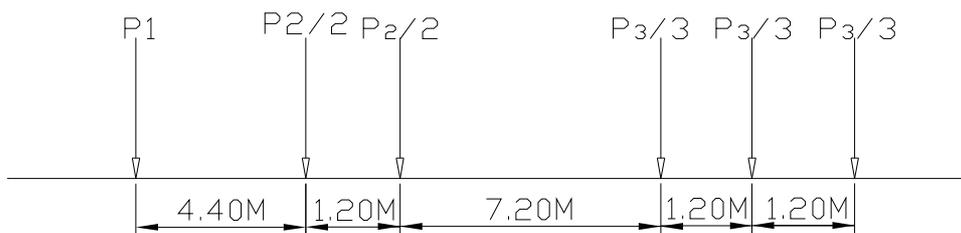
$$E = 1.19 \text{ m}$$

El momento para losa envoladiza

$$M = \frac{P}{E} X * l$$

Donde; P es el peso por rueda del eje mas pesado, y se obtiene del desglosado del vehiculo IMT 66.5

Según norma N-PRY-CAR-6-01-003/01



P1 = 5 ton
P2 = 24 ton
P3 = 37.5 ton

Por lo tanto se considera el eje mas pesado y se divide entre tres tal como dice el desglosado.

$$P = 12.5 \text{ ton}$$

Determinación del impacto:

De acuerdo a la norma N-PRY-CAR-6-01-003/01, inciso E.2 este factor se determina considerando lo siguiente:

El treinta (30) por ciento si el elemento mecánico es producido por dos (2) o tres (3) ejes desglosados de los modelos IMT 66.5 o IMT 20.5

Por lo tanto: Factor de impacto: 1.30

Por lo tanto el momento en kg-m por metro de ancho de losa es $\frac{PX}{E}$

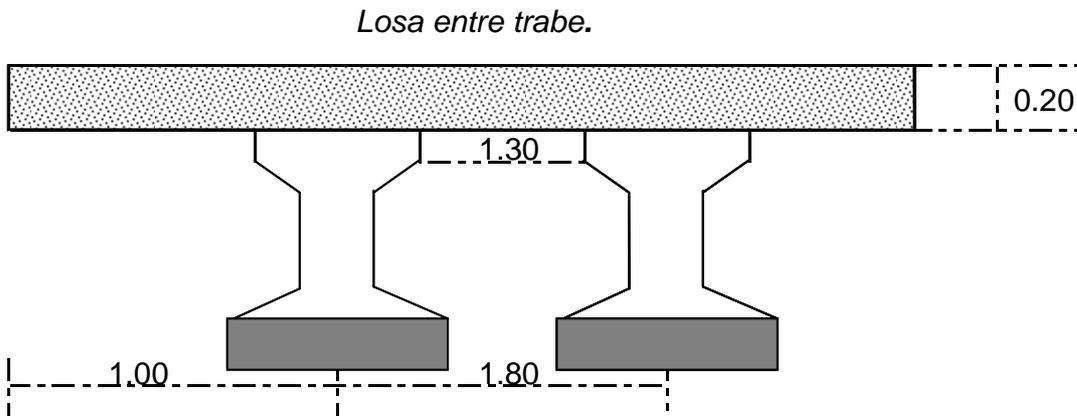
$$M = 0.68 \text{ ton} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Momento total en el volado de la losa:

$$M_t = M_{cm} + M_{cv}$$

$$M_t = 1.25 \text{ ton} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Análisis de losa entre traveses



$$L = 1.30 + 0.20 = 1.50\text{m} = 4.921 \text{ ft}$$

Carga Muerta:

$$CM = 0.70 \text{ ton/m}$$

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{10}$$

$$M_{cm} = 0.1575 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

Carga Móvil:

$$M_{cv} = \frac{S + 2}{32} \times P \times l$$

Donde $S = L$

$$l = 1.30$$

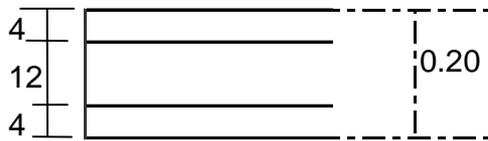
$$M_{cv} = 3.51 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

Momento total = 3.67 t-m/m

Nota: Se revisa con el momento losa entre traveses ya que es el más crítico.

Diseño:

* Revisión del peralte:



$$b = 100$$

$$d = \sqrt[5]{\frac{M \times 10^5}{K \times b}}$$

$$d = 15.02 \text{ cm} < 16 \text{ cm} \quad \text{Pasa}$$

*Acero de Refuerzo por Flexión:

$$A_s = \frac{M \times 10^5}{f_s \times j \times d} = 12.87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Número de varilla = 5

Área de varilla = 1.98

Vars # 4C = 15.38 cm Por lo tanto se colocará vars # 4C @ 15 cm

*Acero de Refuerzo por Distribución:

Según Norma N-PRY-CAR-6-01-007/04, inciso F.10. La cuantía del refuerzo de distribución es un porcentaje del refuerzo principal requerido por momento positivo, que se determina por la siguiente expresión:

* Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito:

$$\% \text{ Rd2} = \frac{120}{\sqrt{Se}} \leq 67\% = \frac{120}{\sqrt{1.50}} = 98\% >$$

Donde Se = es el claro efectivo

Por lo tanto se toma el 67%

% Asd = 8.62 cm²/m

Número de varilla = 5

Area de varilla = 1.98

Vars # 4C = 22.96 cm Por lo tanto se colocarán vars # 4C @ 25 cm

*Acero de Refuerzo por temperatura:

$$A_s = 0.0015 \times b \times h$$

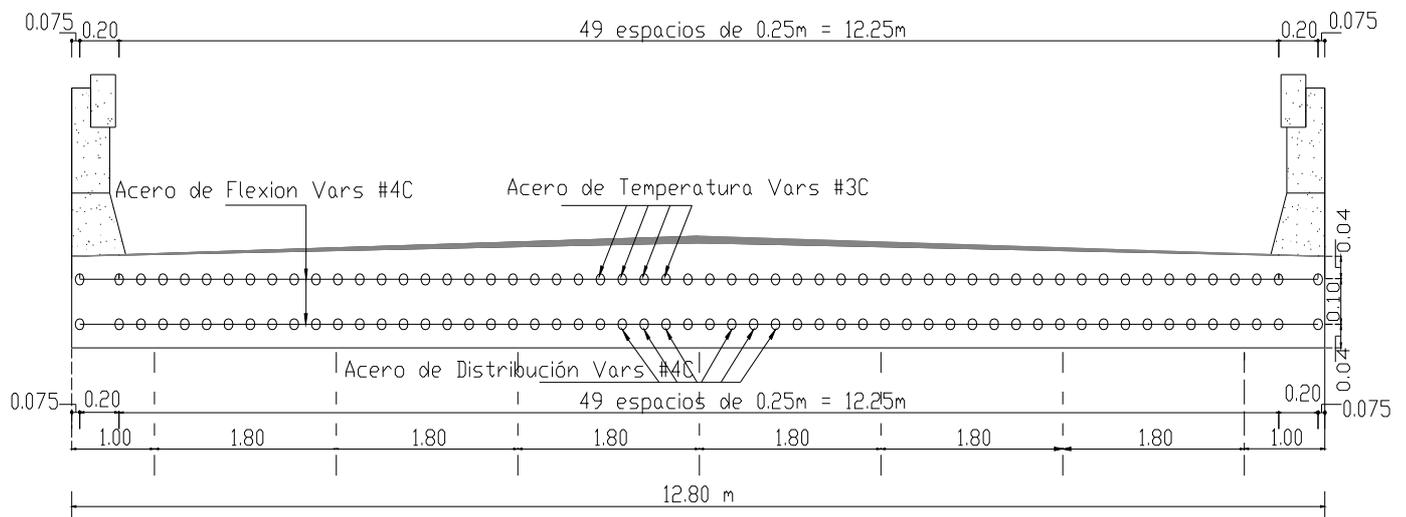
$$A_s = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Número de varilla} = 3$$

$$\text{Área de varilla} = 0.71$$

Vars # 3C = 23.75 cm Por lo tanto se colocará vars # 3C @ 25 cm

Sección Transversal Definitiva



DISEÑO DE TRABE AASHTO TIPO IV (NORMAS IMT)

DATOS:

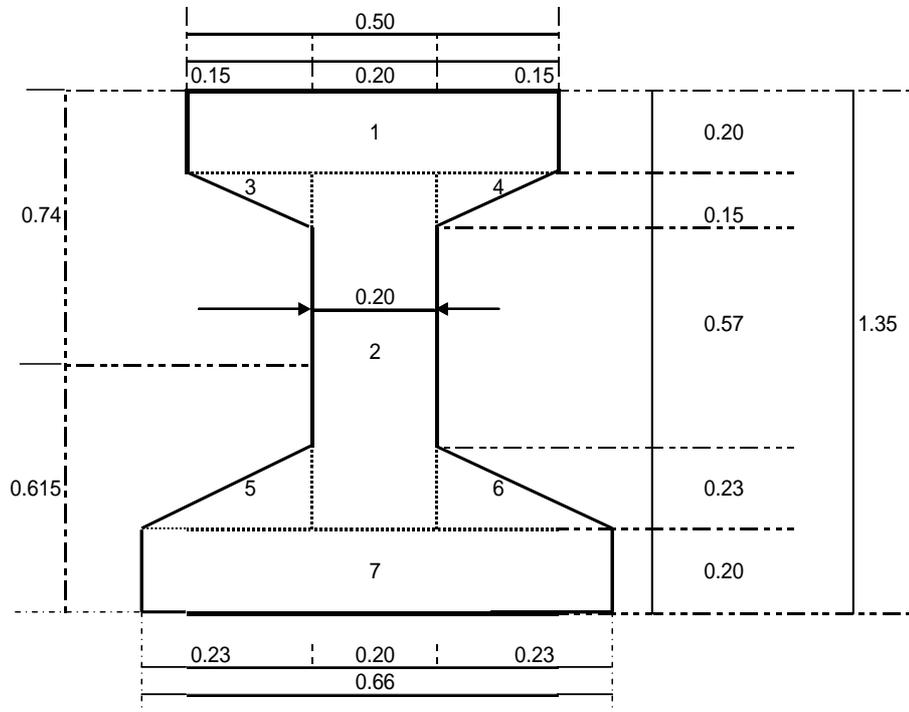
Claro:	30.00	m
Ancho Total:	12.80	m
Ancho de Calzada:	12.00	m
Guarniciones:	0.40	m
Tipo de Parapeto T-34-2.1:	0.30	ton/m
Separación de Trabes int:	1.80	m
Carga Viva:	IMT 66.5	
Espesor de Losa:	0.20	m
Espesor de Carpeta:	0.10	m
Diafragma Intermedio:	0.30	
Culata:	0.30	m
Ancho de Carril:	4.00	
Número de Módulo:	6.00	
Número de Trabes:	7.00	
Número de Carriles:	3.00	
Separación de Trabes Ext:	1.00	
Peso Volumétrico del Concreto:	2.40	ton/m ³
Peso Volumétrico del Asfalto:	2.20	ton/m ³

MATERIALES:

$f'c$ losa = 250 kg/cm²
 $f'c$ trabe = 350 kg/cm²
 E_c = 250000 kg/cm²
 E_s = 1900000 kg/cm²
LR = 19000 kg/cm²
H.R. = 50 %
Rel modular (n) = 0.845
 f_y = 4200 kg/cm²

DETERMINE LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE SECCIÓN.

SECCION SIMPLE



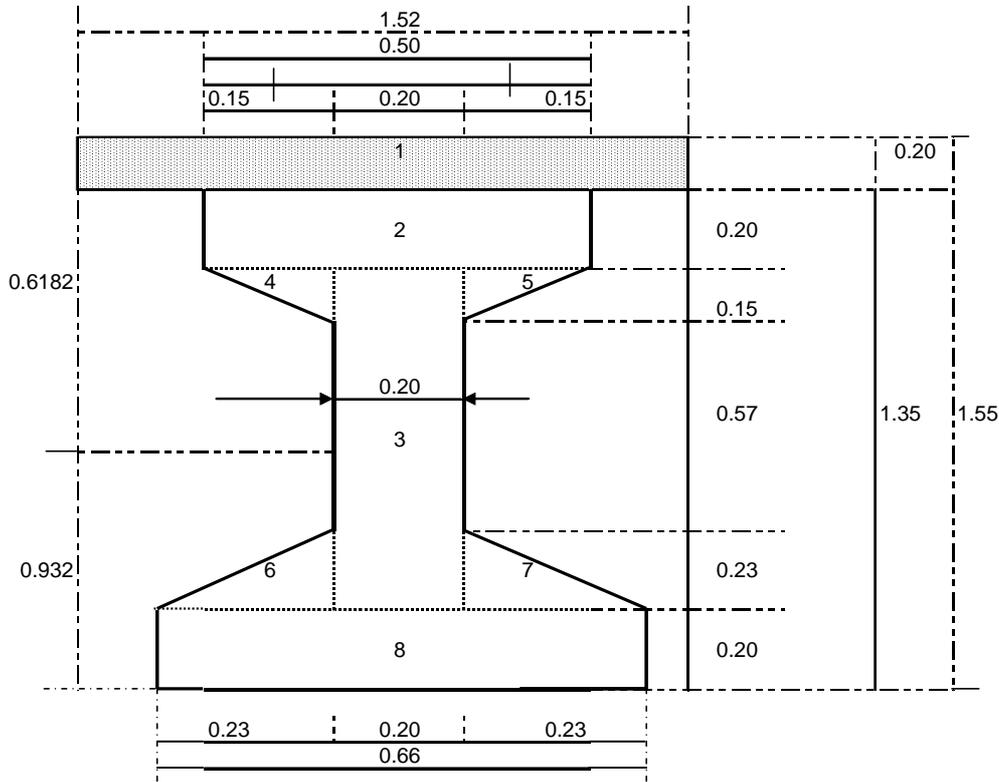
SECCIÓN	AREA	Yc	A * Yc	Ic	d	d ²	I = Ic + Ad ²
1	0.1000	1.250	0.1250	0.000333333	0.635	0.4033918	0.0407
2	0.1900	0.675	0.1283	0.014289583	0.060	0.0036158	0.0150
3	0.0113	1.100	0.0124	1.40625E-05	0.485	0.2353524	0.0027
4	0.0113	1.100	0.0124	1.40625E-05	0.485	0.2353524	0.0027
5	0.0265	0.277	0.0073	7.77336E-05	0.338	0.1143806	0.0031
6	0.0265	0.277	0.0073	7.77336E-05	0.338	0.1143806	0.0031
7	0.1320	0.100	0.0132	0.00044	0.515	0.2650897	0.0354
	0.4974		0.3058				0.102611

A = 0.4974
Yi = 0.6149
Ys = 0.7351

Ix = 0.1026
Si = 0.1669
Ss = 0.1396

SECCION COMPUESTA.

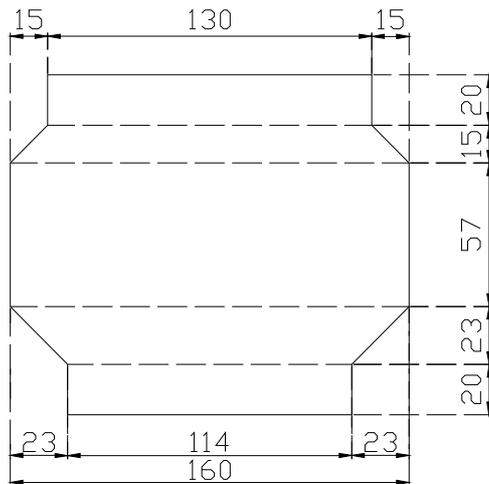
Separación entre traveses = 1.80 m
Número de traveses = 7.00 unid
Cálculo del ancho efectivo (br) = 1.52 m



SECCION	AREA	YC	A*Yc	lc	d	d2	I = lc + Ad2
1	0.3043	1.45	0.4412	0.001014185	0.5182	0.26850	0.0827070
2	0.1000	1.25	0.1250	0.000333333	0.3182	0.10123	0.0104566
3	0.1900	0.675	0.1283	0.01428958	0.2568	0.06596	0.0268222
4	0.0113	1.100	0.0124	0.00001406	0.1682	0.02828	0.0003322
5	0.0113	1.100	0.0124	0.00001406	0.1682	0.02828	0.0003322
6	0.0265	0.277	0.0073	0.00007773	0.6552	0.42924	0.0114311
7	0.0265	0.277	0.0073	0.00007773	0.6552	0.42924	0.0114311
8	0.1320	0.100	0.0132	0.00044000	0.8318	0.69194	0.0917761
	0.8017		0.7470				0.2353

A = 0.8017 m²
Y_i = 0.9318 m
Y_s = 0.4182 m
Y'_s = 0.6182 m

I_x = 0.2353 m⁴
S_s = 0.5627m³
S_i = 0.2525m³
S'_s = 0.3806m³



A1 = 0.2600
A2 = 0.2175
A3 = 0.9120
A4 = 0.3151
Área Total= 1.7046

Análisis de carga viva

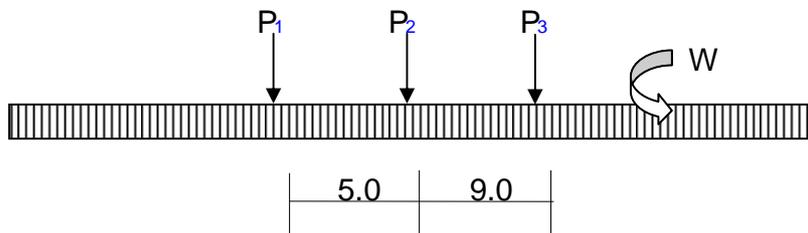
DATOS:

Claro: 30.00 m

Carga Móvil: IMT 66.5

Peso (ΣF): 66.50 ton

Modelo: IMT 66.5



De acuerdo a la norma N-PRY-CAR-6-01-003/01, inciso E.1.2

$P_1 = 49 \text{ KN} = 5 \text{ Ton}$

$P_2 = 235 \text{ KN} = 24 \text{ Ton}$

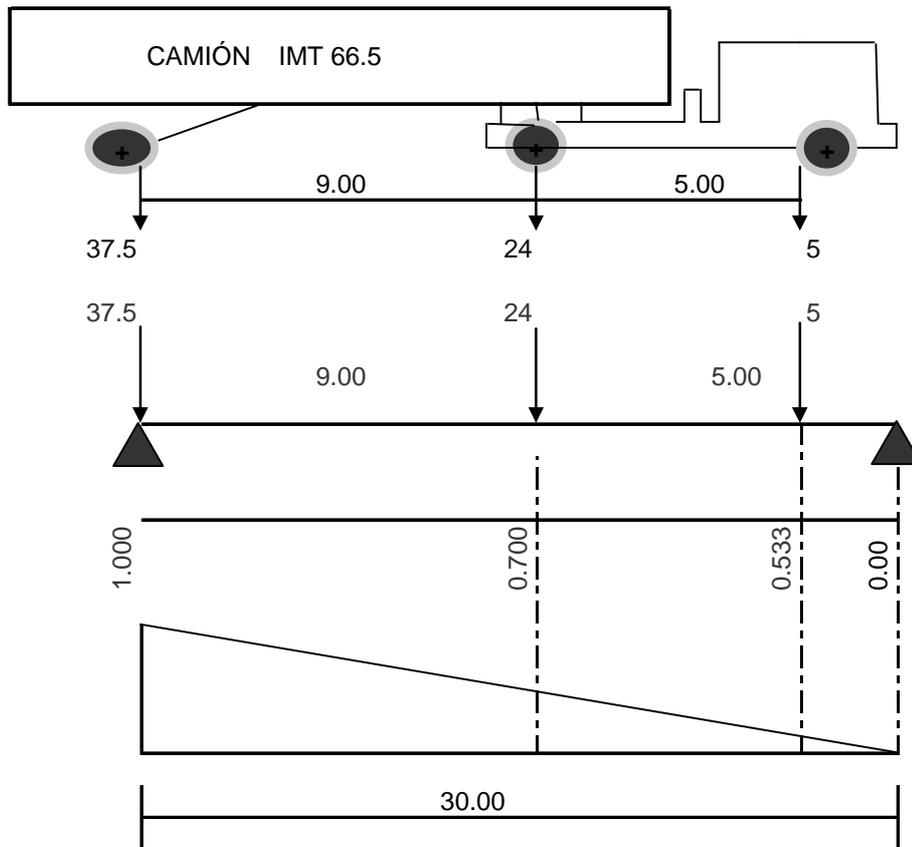
$P_3 = 368 \text{ KN} = 37.5 \text{ Ton}$

Para claros entre 30 (treinta) y 90 (noventa) metros

$$W = 10 (L - 30) / 60$$

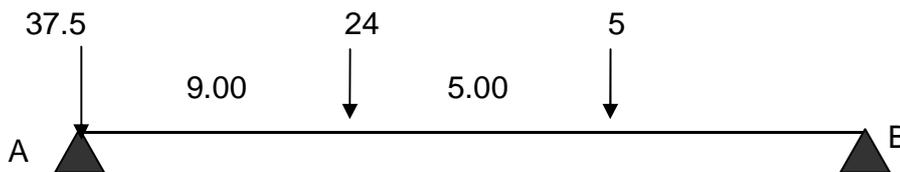
Por lo tanto en este caso $W = 0$ ya que el claro es igual 30 metros

Cálculo de cortante máximo:



VMAX = 56.97 ton

Cálculo de momento máximo:

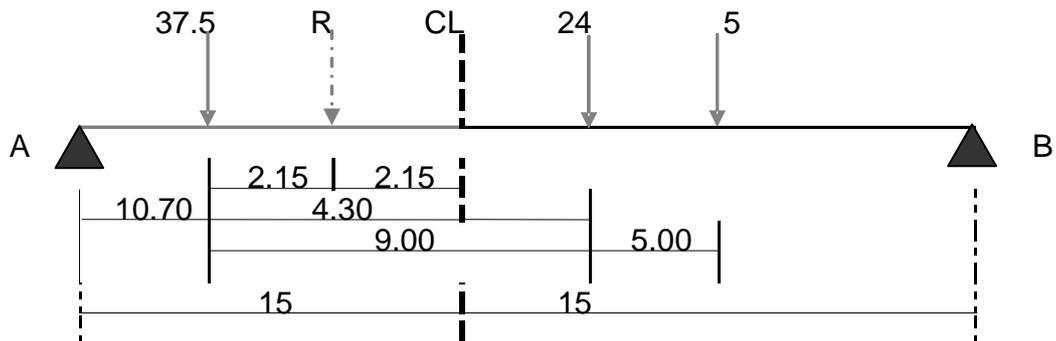


$$\sum MB = 0$$

$$MA = 286$$

$$D = \frac{M}{\sum F} = 4.30 \text{ m}$$

Por tanto la resultante se encuentra a una distancia de: 4.30 m



$$\sum M_B = 0$$

$$RAY = 28.48 \text{ ton}$$

$$M_{\text{máx}} = 366.00 \text{ ton-m}$$

Distribución de carga viva:

DATOS:

Ancho total =	12.80 m
Ancho de guarnición =	0.40 m
Dist a 1er llanta =	0.61 m
No. traves =	7.00 unid
Sep. Entre traves =	1.80 m
Sep.ejes/2 =	0.92 m
No. carriles =	3.00 carriles
Ancho de carril =	4.00 m
Dist traves extremas=	1.00 m
Claro =	30.00 m

Determinación del factor de concentración

De acuerdo a la norma N-PRY-CAR-6-01-007/04, inciso E.2.1 este factor se determina de acuerdo a la tabla 1 de este mismo inciso.

Para traves de concreto presforzado y para con dos o mas carriles de tránsito.

$F.C = SL/1.65$ Donde SL es la separación entre traves.

$F.C. = 0.545$ Para separación de traves internas rige

$F.C. = 0.303$ Para separación de traves externas no rige

Determinación del impacto:

De acuerdo a la norma N-PRY-CAR-6-01-003/01, inciso E.2 este factor se determina considerando lo siguiente;

El treinta (30) por ciento si el elemento mecánico es producido por dos (2) o tres (3) ejes desglosados de los modelos IMT 66.5 o IMT 20.5

Por lo tanto:

Factor de impacto: 1.30

Análisis de cargas

Datos generales:

Claro:	30.00 m
Ancho Total:	12.80 m
Ancho de Calzada:	12.00 m
Tipo de Parapeto T-34 2.1:	0.3 ton/m
Separación de Trabes:	1.80 m
Carga Viva:	IMT 66.5
Espesor de Losa:	0.20 m
Espesor de Carpeta:	0.10 m
Culata:	0.30 m
No. Trabes:	7 pzas
gCONC =	2.4 ton/m ³
gasfalto =	2.2 ton/m ³
Wparapeto=	0.30 ton/m
Aguarnición=	0.08 m ²
Atrabe=	0.4974 m ²
Adiafrag =	1.7046 m ²

Descripción	W (ton/m/trabe)	Momento (ton.m/trabe)	Cortante (ton/trabe)
Trabe	1.19	134.30	17.91
Losa	0.88	98.74	13.17
Carpeta	0.38	42.43	5.66
Guarnición	0.03	3.07	0.41
Parapeto	0.043	4.82	0.64
Diafragmas	1.23	9.20	1.84

Descripción	Momento (ton.m/trabe)	Cortante (ton/trabe)
Peso propio	134.30	17.91
Losa y diafragma	107.95	15.01
Carga muerta adic.	50.32	6.71
Carga Viva	88.98	13.85

Cálculo de esfuerzos

$$ss = M / S_s$$

$$si = M / S_i$$

ACCION	MOMENTO	ss (ton/m2)	si (ton/m2)	s's (ton/m2)
Po. Po.	134.30	962.1479	-804.747	
Losa - Diaf.	107.95	773.3671	-646.849	
C.M. Adic.	50.32	89.42572	-199.272	132.1957
C.V.	88.98	158.1426	-352.397	233.7781

Total= **-2003.26**

Determinación del Presfuerzo.

Esfuerzo inferior a contrarrestar (siT)= -2003.26 ton/m2

$$f_{\text{toron}} = 1/2''$$

$$A_{\text{toron}} = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$L.R. = 19000 \text{ kg/cm}^2$$

$$Y_p \text{ prop} = 0.10 \text{ m}$$

$$\text{Excentricidad } e = 0.515 \text{ m}$$

$$\% \text{ perdidas supuesto} = 20\%$$

$$\text{Presfuerzo (P)} = siT - sip / (1/A + e/Sivs)$$

$$P = 393.130 \text{ Ton}$$

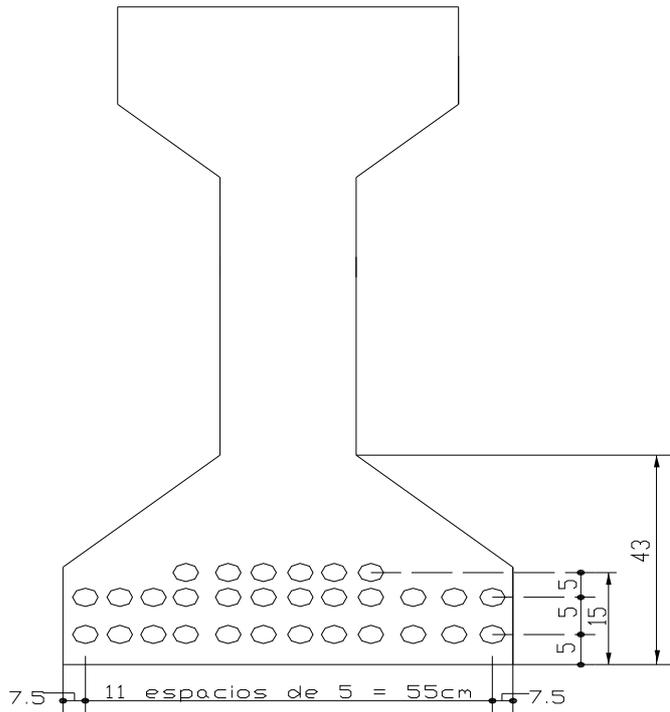
De acuerdo a la norma N-CTR-CAR-1-08-001/01, inciso F.3.1 El Acero de presfuerzo para elementos pretensados el esfuerzo inmediatamente antes de la transferencia, para torones de baja relación deben tensarse a $0.75f's$

Este caso se considera que el torón de $1/2'' \text{ } \emptyset$ trabaja a 0.58 L.R de manera permanente ya que el $0.75f's$ que considera la norma es ya incluyendo las perdidas.

$$\text{No. torones} = P / (LR * A * 0.58)$$

$$\text{No. torones} = 36.14$$

Torones propuestos = 34 torones



Obtención del nuevo presfuerzo.

Datos:

No. Torones: 34

No. camas: 3

No. torones cama 1:10

No. torones cama 2:12

No. torones cama 3:12

Área de torón: 0.987 cm²

Momentos (ton-m)

Peso propio: 134.30 ton/m²

Losa y diafragma: 107.95 ton/m²

C. Muerta adic.: 50.32 ton/m²

Carga viva: 88.98 ton/m²

Propiedades geométricas:

Sección simple.

A = 0.4974 m²

Y_i = 0.6149 m

S_s = 0.1396 m³

S_i = 0.1669 m³

h = 1.3500 m

Sección compuesta.

A = 0.8017 m²

S_s = 0.5627 m³

S_i = 0.2525 m³

S' s = 0.3806 m³

Esfuerzos permisibles:

1.- Puente Vacío:

Compresión en concreto: $0.4 f'c = 140 \text{ kg/cm}^2 = 1400 \text{ ton/m}^2$

Tensión en concreto: $0 = 0.00 \text{ kg/cm}^2 = 0.00 \text{ ton/m}^2$

2.- Puente en Servicio:

Compresión en el concreto: $0.40 f'c = 140 \text{ kg/cm}^2 = 1400 \text{ ton/m}^2$

Tensión en el concreto: $1.59 \sqrt{f'c} = 29.7 \text{ kg/cm}^2 = 297 \text{ ton/m}^2$

Esfuerzos Iniciales previos a las pérdidas:

Compresión en concreto: $0.6 f'ci = 168.0 \text{ kg/cm}^2 = 1680 \text{ ton/m}^2$

Tensión en el concreto: $1.59 \sqrt{f'c} = 29.7 \text{ kg/cm}^2 = 297 \text{ ton/m}^2$

$Yp = 9.706 \text{ cm}$

Excentricidad (e) = 0.518

Obtención del presfuerzo real considerando la nueva excentricidad.

$P_{pref} = 369.80916 \text{ ton}$

ACCION	σ_s	σ_{sacum}	σ_i	σ_{iacum}	σ'_s	σ'_{sacum}
Presfuerzo	-628.409		1890.945			
Po. Po.	962.148	333.739	-804.747	1086.198		
Losa - Diaf.	773.367	1107.106	-646.849	439.349		
C.M. Adic.	89.426	1196.532	-199.272	240.077	132.196	
C.V.	158.143	1354.675	-352.397	-112.320	233.778	365.974

Esfuerzos Iniciales:

Considerando el 20% de pérdidas.

$\sigma = Po Po + Presf/100\% - 20\%$

$\sigma_s = 176.64 \text{ ton/m}^2$ Pasa

$\sigma_i = 1558.93 \text{ ton/m}^2$ Pasa

Cálculo de pérdidas

Datos:

Humedad Relativa = 50 %

L.R = 19000

$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$f'ci = 315 \text{ kg/cm}^2$

Peso vol.con = 2.40 ton/m³

$E_s = 1900000 \text{ kg/cm}^2$

$E_c = 250000 \text{ kg/cm}^2$

$E_{ci} = 281773.41 \text{ kg/cm}^3$

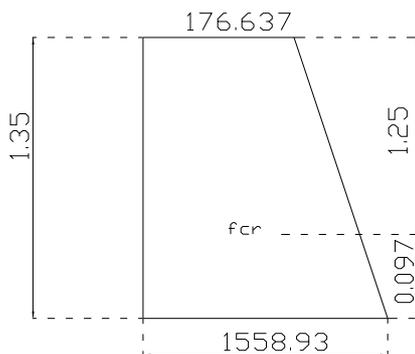
$f_R = 1900.00 \text{ kg/cm}^2$

Número de Torones = 34.00

Area de Torones = 0.987 cm²

Cálculo de pérdidas:

Pérdida por acortamiento elástico del concreto:



$$f_{cr} = 1459.553 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{cr} = 145.955 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES = (E_s/E_c) * f_{cr}$$

$$ES = 1109.26 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas por contracción del fraguado:

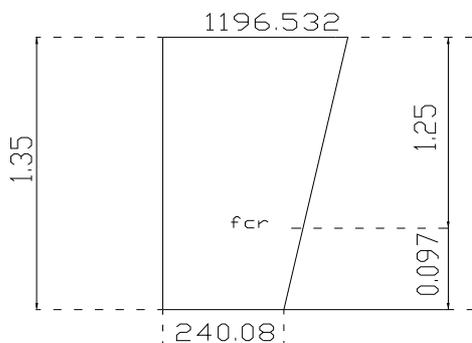
$$SH = 17000 - 150 HR$$

$$SH = 9500 \text{ lb/pulg}^2$$

$$SH = 668.71 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas por flujo plástico del concreto:

$$CR_c = 12f_{cr} - 7f_{cd}$$



$$f_{cd} = 308.84 \text{ ton/m}^2 = 30.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR_c = 1535.27 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas por relajación en el acero:

$$CR_s = 351.85 - 0.1ES - 0.05 (CR_c + SH)$$

$$CR_s = 130.72 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas totales:

$$Dt = ES + SH + CR_c + CR_s$$

$$Dt = 3443.97 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos permanentes: 11020.00 kg/cm²

*Cálculo de esfuerzos iniciales del gateo: 3443.97 kg/cm²

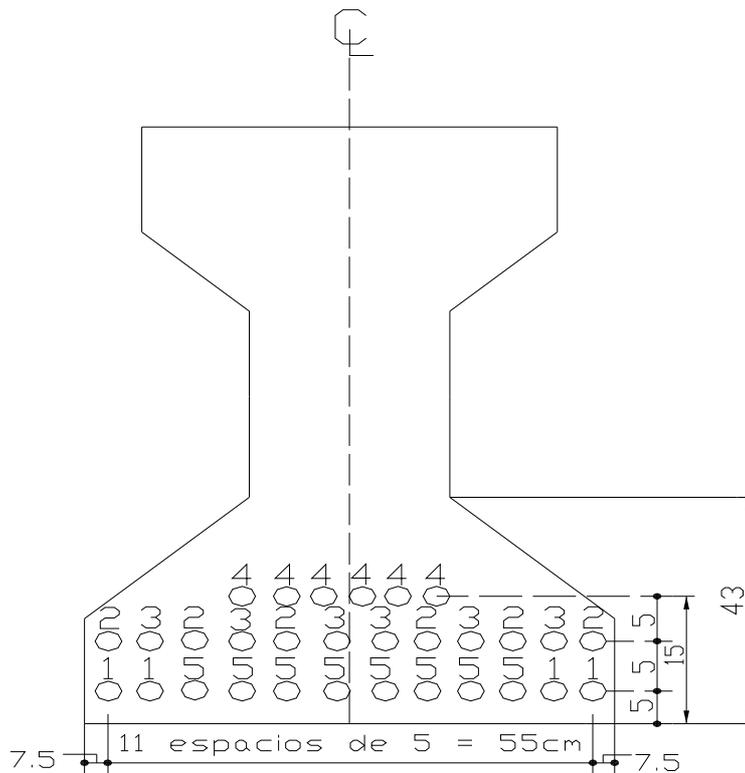
14463.97 kg/cm²

% De pérdidas totales:

$$\% \Delta t = 24 \%$$

DESADHERENCIA

Distribución de torones al centro del claro.



DATOS:

Claro: 30 m

Culata: 0.3 m

No. Torones: 34 pzas

Torones sin desadherir: 11.33 pzas
8 pzas

Torones a desadherir: 4 pzas

Se propone dejar 8 torones totalmente adheridos y desadherir 26 en 5 grupos:

Esfuerzos en la zona de apoyo (8 torones).

$$T = 0.58 * 19 * 0.897 * \# \text{torones}$$

$$T = 87.01392 \text{ ton}$$

$$e = 0.565 \text{ m}$$

$$\sigma_s = -177.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Pasa}$$

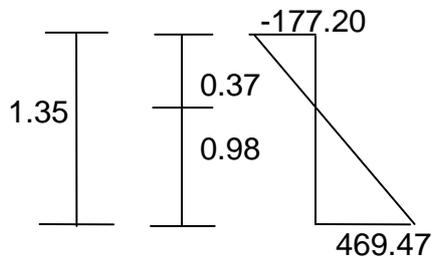
$$\sigma_i = 469.47 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Pasa}$$

Esfuerzos permisibles en la zona de apoyo.

$$\text{Compresión en el concreto: } 1.59\sqrt{f'c} = 29.75 \text{ kg/cm}^2 = 297.46 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Tensión en el concreto: } 0.40 f'c = 140.00 \text{ kg/cm}^2 = 1400.00 \text{ ton/m}^2$$

Acero de refuerzo en el patín superior.



$$T = 16.39 \text{ ton}$$

$$A_s = T/f_y = 3.90 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se colocaran 4 vars # 4C.

Primera Etapa de Desadherencia:

En esta etapa se van a desadherir s4 torones a 1.40 m del eje de apoyo.

Esfuerzos por cargas:

Mitad del claro = 15

Long de desadherencia = 1.40

$$R = 1 - ((L/2)/L)^2 \quad R = 0.18$$

$$\sigma_{sc} = 1654 * R = 294.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ic} = 1977 * R = -351.82 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos por presfuerzo:

A la izquierda de la sección (8 torones)

$$\sigma_s = -177.20 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 469.47 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha de la sección (12 torones)

de torones = 12

Área = 0.4974 m²

S_s = 0.1396 m³

S_i = 0.1669 m³

$$T = 0.6 * LR * A_{tor} * \# \text{ de torones}$$

$$T = 130.52088 \text{ ton}$$

$$e = 0.565 \text{ m}$$

$$\sigma_s = -265.80 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 704.20 \text{ ton/m}^2$$

RESUMEN:

A la izquierda:

$$\sigma_s = 294.34 - 177.20 = 117.14 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -351.82 + 469.47 = 117.65 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha:

$$\sigma_s = 294.34 + (-265.80) = 28.54 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -351.82 + 704.20 = 352.38 \text{ ton/m}^2$$

Se acepta la etapa número 1.

Segunda Etapa de Desadherencia:

E en esta etapa se van a desadherir 6 torones a 2.30 m del eje de apoyo.

Esfuerzos por carga:

Mitad del claro = 15

Long de desadherencia = 2.30

Torones a desadherir = 6.00

$$R = 1 - ((L/2)/L)^2 \quad R = 0.28$$

$$\sigma_{sc} = 1654 * R = 468.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ic} = 1977 * R = -559.80 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos por presfuerzo:

A la izquierda de la sección (12 torones)

$$\sigma_s = -265.80 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 704.20 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha de la sección (18 torones)

de torones = 18

Área = 0.4974 m²

Y_i = 0.615 m

S_s = 0.1396 m³

S_i = 0.1669 m³

Area del toron = 0.9870 cm²

L.R = 19 ton/m²

$$T = 0.58 * LR * A_{tor} * \# \text{ de torones}$$

$$T = 195.78132 \text{ ton}$$

$$e = 0.548 \text{ m}$$

$$\sigma_s = -375.32 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 1036.74 \text{ ton/m}^2$$

RESUMEN:

A la izquierda:

$$\sigma_s = 468.34 + (-265.80) = 202.54 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -559.80 + 704.20 = 144.40 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha:

$$\sigma_s = 468.34 + (-375.32) = 93.02 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -559.80 + 1036.74 = 476.95 \text{ ton/m}^2$$

Se acepta la etapa número 2.

Tercera Etapa de Desadherencia:

En esta etapa se van a desadherir 6 torones a 3.70 m del eje de apoyo.

Esfuerzos por cargas:

Mitad del claro = 15

Long de desadherencia = 3.70

Torones a desadherir = 6.00

$$R = 1 - ((L/2)/L)^2 \quad R = 0.43$$

$$\sigma_{sc} = 1654 * R = 715.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ic} = 1977 * R = -855.03 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo por presfuerzo:

A la izquierda de la sección (18 torones)

$$\sigma_s = -375.32 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 1036.74 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha de la sección (24 torones)

de torones = 24

Área = 0.4974 m²

Y_i = 0.615 m

S_s = 0.1396 m³

S_i = 0.1669 m³

Area del torón = 0.9870 cm²

L.R = 19 ton/m²

$$T = 0.58 * LR * A_{tor} * \# \text{ de torones}$$

$$T = 261.04176 \text{ ton}$$

$$e = 0.540 \text{ m}$$

$$\sigma_s = -484.84 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 1369.29 \text{ ton/m}^2$$

RESUMEN:

A la izquierda:

$$\sigma_s = 715.34 + (-375.32) = 340.02 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -855.03 + 1036.74 = 181.71 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha:

$$\sigma_s = 715.34 + (-484.84) = 230.50 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -855.03 + 1369.29 = 514.26 \text{ ton/m}^2$$

Se acepta la etapa número 3

Cuarta Etapa de Desadherencia:

En esta etapa se van a desadherir 6 torones a 5.50 m del eje de apoyo.

Esfuerzos por cargas:

Mitad del claro = 15

Long de desadherencia = 5.50

TOR. A DESADH = 6.00

$$R = 1 - ((L/2)/L)^2 \quad R = 0.60$$

$$\sigma_{sc} = 1654 * R = 990.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ic} = 1977 * R = -1184.00 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos por presfuerzo:

A la izquierda de la sección (24 torones)

$$\sigma_s = -484.84 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 1369.29 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha de la sección (30 torones)

de torones = 30

Area = 0.4974 m²

Y_i = 0.615 m

S_s = 0.1396 m³

S_i = 0.1669 m³

Area del toron = 0.9870 cm²

L.R = 19 ton/m²

$$T = 0.58 * LR * A_{tor} * \# \text{ de torones}$$

$$T = 326.3022 \text{ ton}$$

$$e = 0.525 \text{ m}$$

$$\sigma_s = -570.98 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 1682.28 \text{ ton/m}^2$$

RESUMEN:

A la izquierda:

$$\sigma_s = 990.56 + (-484.84) = 505.73 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -1184.00 + 1369.29 = 185.29 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha:

$$\sigma_s = 990.56 - 570.98 = 419.58 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -1184.00 + 1682.28 = 498.28 \text{ ton/m}^2$$

Se acepta la etapa número 4.

Quinta Etapa de Desadherencia:

En esta etapa se van a desadherir 4 torones a 7.50 m del eje de apoyo.

Esfuerzo por cargas:

Mitad del claro = 15

Long de desadherencia = 7.50

Torones a desadherir = 4.00

$$R = 1 - ((L/2)/L)^2 \quad R = 0.75$$

$$\sigma_{sc} = 1654 * R = 1240.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ic} = 1977 * R = -1482.75 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos por presfuerzo:

A la izquierda de la sección (30 torones)

$$\sigma_s = -570.98 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 1682.28 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha de la sección (34 torones)

de torones = 34

Área = 0.4974 m²

Y_i = 0.615 m

S_s = 0.1396 m³

S_i = 0.1669 m³

Área del torón = 0.9870 cm²

L.R = 19 ton/m²

$$T = 0.58 * LR * A_{tor} * \# \text{ de torones}$$

$$T = 369.80916 \text{ ton}$$

$$e = 0.518 \text{ m}$$

$$\sigma_s = -628.41 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = 1890.94 \text{ ton/m}^2$$

RESUMEN:

A la izquierda:

$$\sigma_s = 1240.50 + (-570.98) = 669.52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -1482.75 + 1682.28 = 199.53 \text{ ton/m}^2$$

A la derecha:

$$\sigma_s = 1240.50 - 628.41 = 612.09 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = -1482.75 + 1890.94 = 408.19 \text{ ton/m}^2$$

Se acepta la etapa número 5.

Revisión Por Momento Último:

Datos:

Espesor de losa: 0.20 m
f'c losa: 250 kg/cm²
f'c trabe: 350 kg/cm²
LR: 19000 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²
Mcm = 292.56 ton.m
Mcv = 88.98 ton.m
torón = 34
Area del torón=0.987 cm²

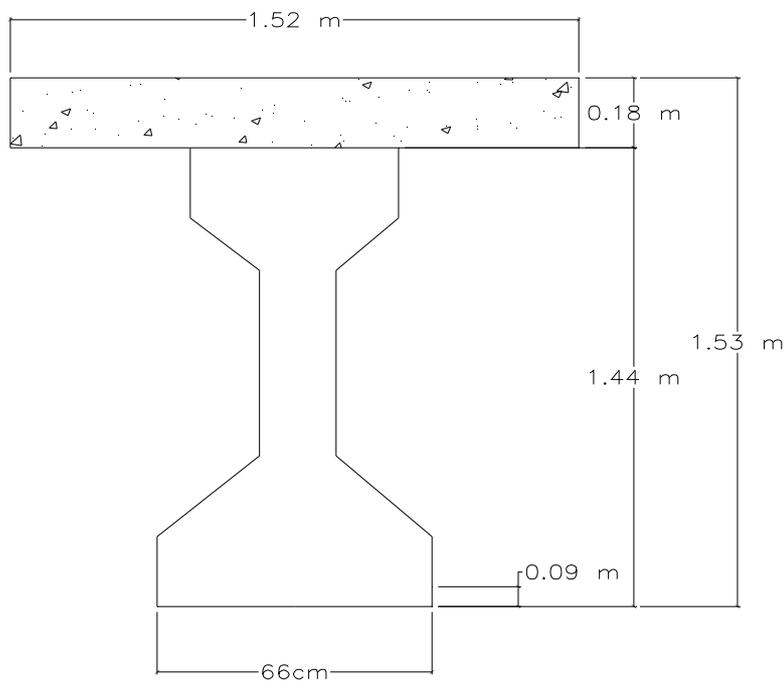
Cálculo del momento último (Mu).

$$\begin{aligned} Mu &= 1.3 * M_{cm} + 5/3 * M_{cv} \\ Mu &= 573.123 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Cálculo del área de acero (As).

$$A_s = 33.56 \text{ cm}^2$$

Cálculo del peralte (d) y área (As) de la sección compuesta.



$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$d = 1.45 \text{ m} = 145.29 \text{ cm}$
 $A = 2.21 \text{ m}^2 = 22103.27 \text{ cm}^2$
 $\rho = 0.0015$
 $\gamma = 0.28$
 $\beta = .80$
 $h = 1.55 \text{ m} = 155.00 \text{ cm}$
 $br = 1.52 \text{ m} = 152.13 \text{ cm}$
 Espesor de losa = $0.20 \text{ m} = 20.00 \text{ cm}$

Calculo del esfuerzo de servicio que da el acero de presfuerzo (f^*su).

$$\rho^* = \frac{\# \text{tnes} \times \text{Atoron}}{br \times d}$$

$$\rho^* = 0.001518237$$

$$f^*su = f's [1 - \gamma/\beta 1((\rho^* f's)/f'c)]$$

$\gamma = 0.28$ para acero de baja relajación
 $\beta 1 = 0.80$ Factor para la resistencia del concreto determinado conforme a la indicado en el inciso F.1.4. de la norma N-PRY-CAR-6-03-001 concreto Reforzado (adimensional)
 $f^*su = 18451.92$

$$a = 19.15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

Nota: Como el valor de "a" esta dentro de la sección rectangular se considera que el momento resistente nominal para una sección rectangular se determinará por la siguiente expresión.

$$\phi Mn = A^*s f^*su d (1 - 0.06 \frac{\rho^* f^*su}{f'c})$$

$$\phi Mn = 89535419.55 \text{ kg-cm} = 895.354 \text{ ton-m}$$

$$Mu = 573.12 \text{ ton-m} \quad \text{Ok pasa}$$

Revisión por tensión diagonal.

El método que se presenta en ACI-318-77 para diseño del refuerzo del alma es una alternativa aceptable, siempre que el refuerzo no sea menor que $Av = 0.689b's/fsy$

$$Av = \frac{(Vu - Vc) S'}{2 fsy j d}$$

$$A_{vmin} = \frac{7 b' S'}{f_{sy}}$$

Pero A_v no debe ser menor que este valor: $0.689 b' s / f_{sy} = 0.024956198$

$$V_c = 0.06 \times f'_c \times b' \times j \times d$$
$$V_c = 54310.94118 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{1.30}{0.9} \times (V_{cm} + 5/3 V_{cv})$$

$$V_{cm} = 38.31 \text{ ton-m}$$
$$V_{cv} = 7.47 \text{ ton-m}$$
$$j = 0.89$$

$$V_u = 73323.97 \text{ kg}$$

$$A_v = 0.02 S' \quad \text{no pasa}$$
$$A_{vmin} = 0.03 S' \quad \text{pasa}$$

Por lo tanto el área en el refuerzo en el alma será el A_{vmin} : 0.03

Con estribos # 4C de 2 ramas

Suponiendo:

$$\text{Diam Vars} = 2$$
$$A_s = \# \text{ rams} \times A_{var} / A_{vmin}$$
$$A_s = 0.32 \text{ cm}^2$$
$$\text{No. ramas} = 2$$

$$S = 19.00 \text{ cm} \quad \text{pasa}$$

Por especificaciones se colocaran @ 15 cm en los extremos hasta una distancia mínima de un peralte, el resto se colocaran @ 25 cm

Diseño de Caballete de Concreto Reforzado (Normas IMT)

Datos Generales

Elevación Rasante:	1514.37m
Claro:	30.00 m
Culata:	0.30 m
Junta de dilatación	0.04 m
Longitud Total del Tramo:	30.68 m
Ancho de Calzada:	12.00 m
Ancho total:	12.80 m
Espesor de Carpeta:	0.10 m
Espesor de Losa:	0.20 m
Tipo de trabe:	IV
Area de la Trabe:	0.4974m ²
Altura de Trabe:	1.35 m
Número de trabes:	7.00 pzas
Separación entre Trabes:	1.80 m
Espesor de Diafragma Int:	0.30 m
Espesor de Apoyo:	0.04 m
Espesor de Banco de Apoyo:	0.05 m
Diafragmas Extremos:	2.00 pzas
Diafragma Intermedios	1.00 pzas
Peso del Parapeto:	0.30 ton/m/lado
Peso Volumétrico del Concreto:	2.40 ton/m ³
Peso Volumétrico del Asfalto:	2.20 ton/m ³
Peso Volumétrico del Material de Relleno:	1.60 ton/m ³
Esfuerzo Máximo Permissible en el Terreno:	3.00 kg/cm ²
Zona Sísmica:	C
Tipo de Terreno:	III
Coeficiente Sísmico:	0.64
Factor de Ductilidad en la Superestructura:	4.00
Factor de Ductilidad en la Subestructura:	2.00
Resistencia del Concreto:	250 kg/cm ²

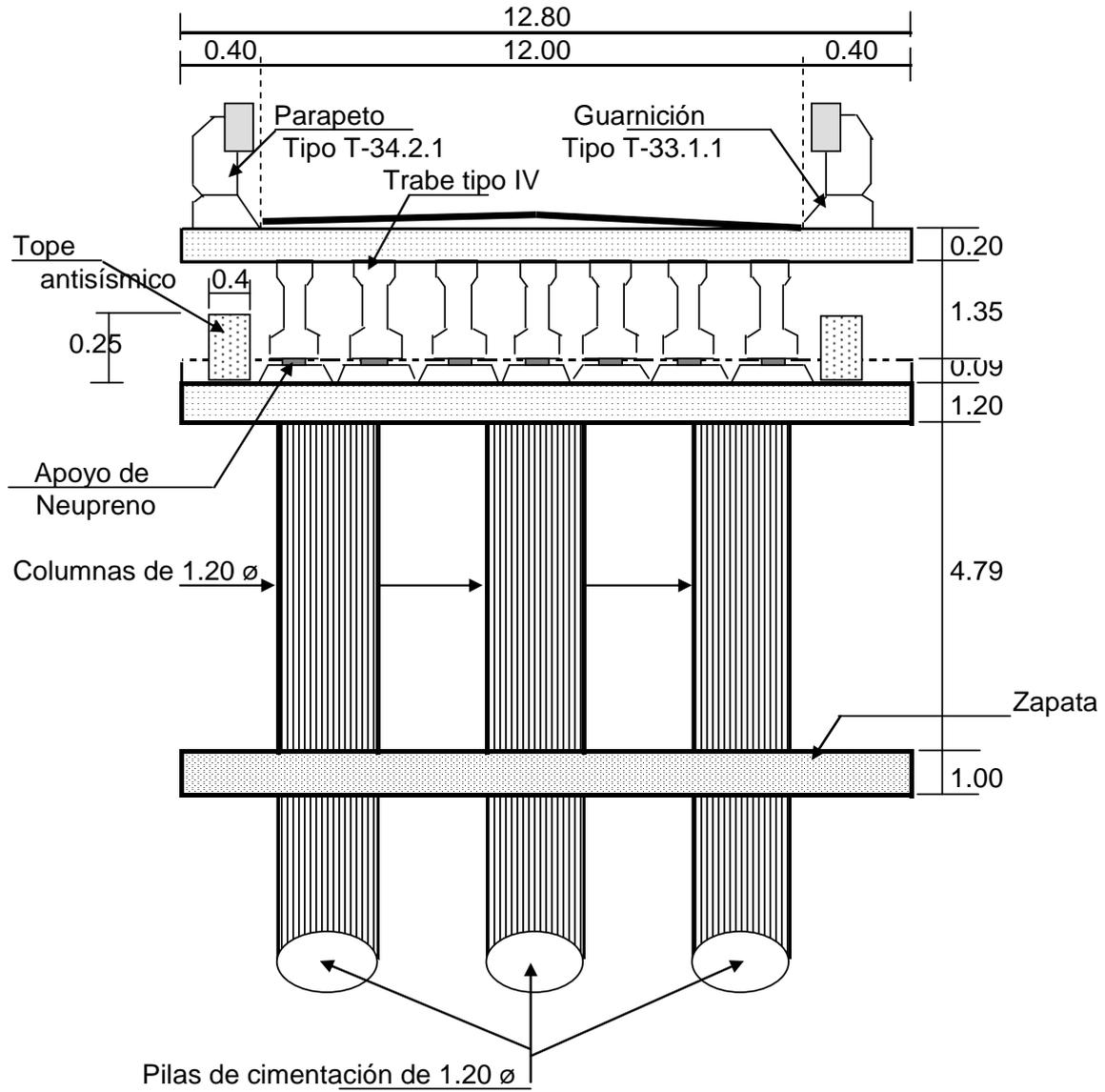
Esfuerzos Admisibles:

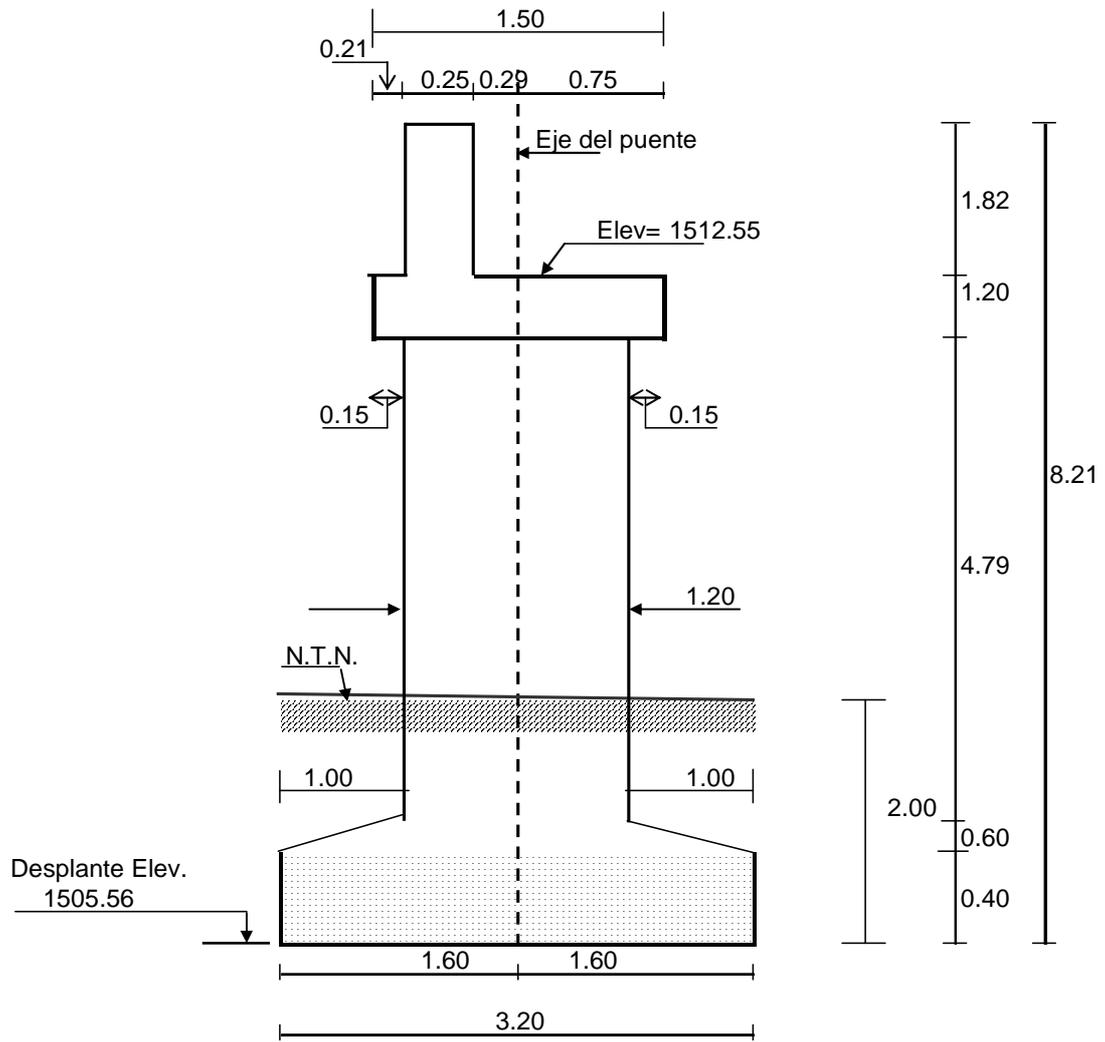
Compresión: $f_c = 0.45 f'_c = 112.50 \text{ kg/cm}^2$

Tensión: $f_s = 0.5 f_y = 2000 \text{ kg/cm}^2$

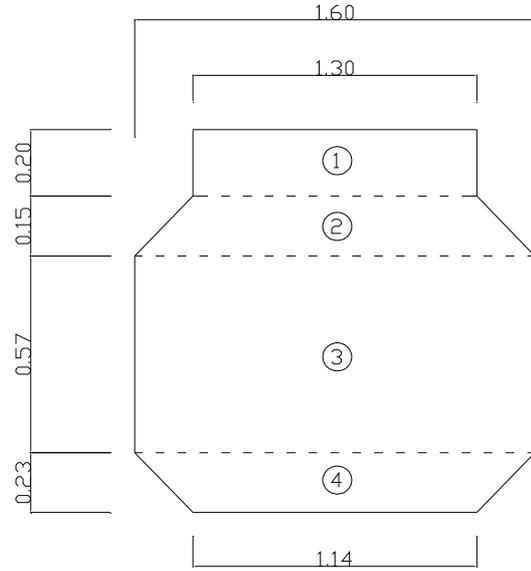
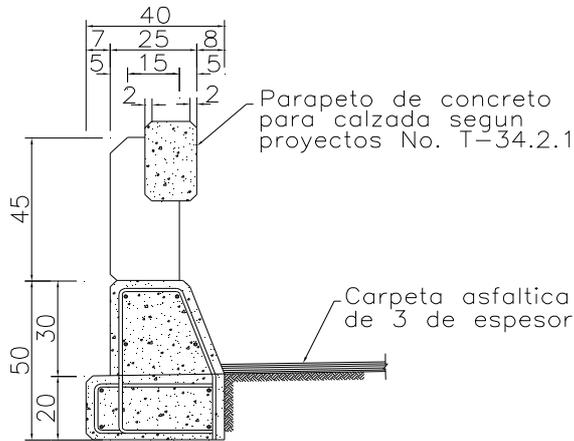
Materiales

Acero de $f_y = 4000$	$n = E_c/E_s = 57,000 \sqrt{f'_c} / E_s = 29,000,000 = 8.54$
$f^*c = 0.8 \times f'_c = 200$	$K = \frac{1}{2} f_c k j = 16.27$
$f''c = 0.85 \times f^*c = 170$	$k = 1 / (1 + f_s / (n^*f_c)) = 0.324$
$E_c = 57000 \sqrt{f'_c}$	$j = 1 - k/3 = 0.89$
$E_c = 901249 \text{ kg/m}^2$	
$E_s = 29000000$	



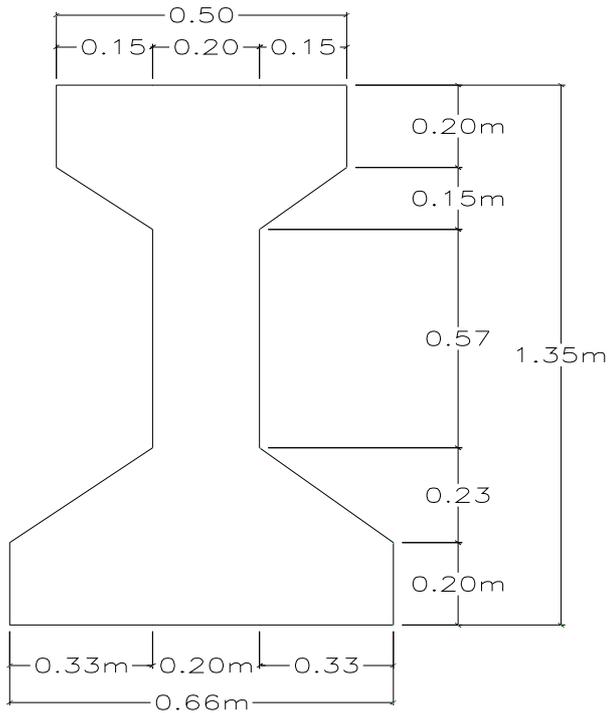


Guarnición y Parapeto



Área de Guarnición: 0.08m²

Área de



Cargas Verticales:

Elemento	Peso (ton)
Parapeto	1.31
Guarnición	0.84
Asfalto	5.79
Losa	13.46
Diafragmas	1.84
Trabes	18.31
TOTAL CM =	41.55

Carga Viva (Norma IMT):

Banda	Camión	Cortante Máx. (ton)
Uno	IMT 66.5	56.97
Dos	IMT 66.5	56.97
Tres	IMT 66.5	56.97
Total		170.91

Peso Propio (Caballete):

Elemento	Peso (ton)
Topes	0.72
Cabezal	55.30
Diafragma Cab	13.98
Columna	39.01
Zapata	79.87
Σ =	188.87

Análisis y Diseño de Cabezal:

Determinación del Factor de Impacto

De acuerdo a la norma N-PRY-CAR-6-01-003/01, inciso E.2 este factor se determina considerando lo siguiente;

El treinta (30) por ciento si el elemento mecánico es producido por dos (2) o tres (3) ejes desglosados de los modelos IMT 66.5 o IMT 20.5

Por lo tanto:

Factor de impacto: 1.30

Cortante Máximo afectado por el impacto:

CVI = 31.74 ton/trab

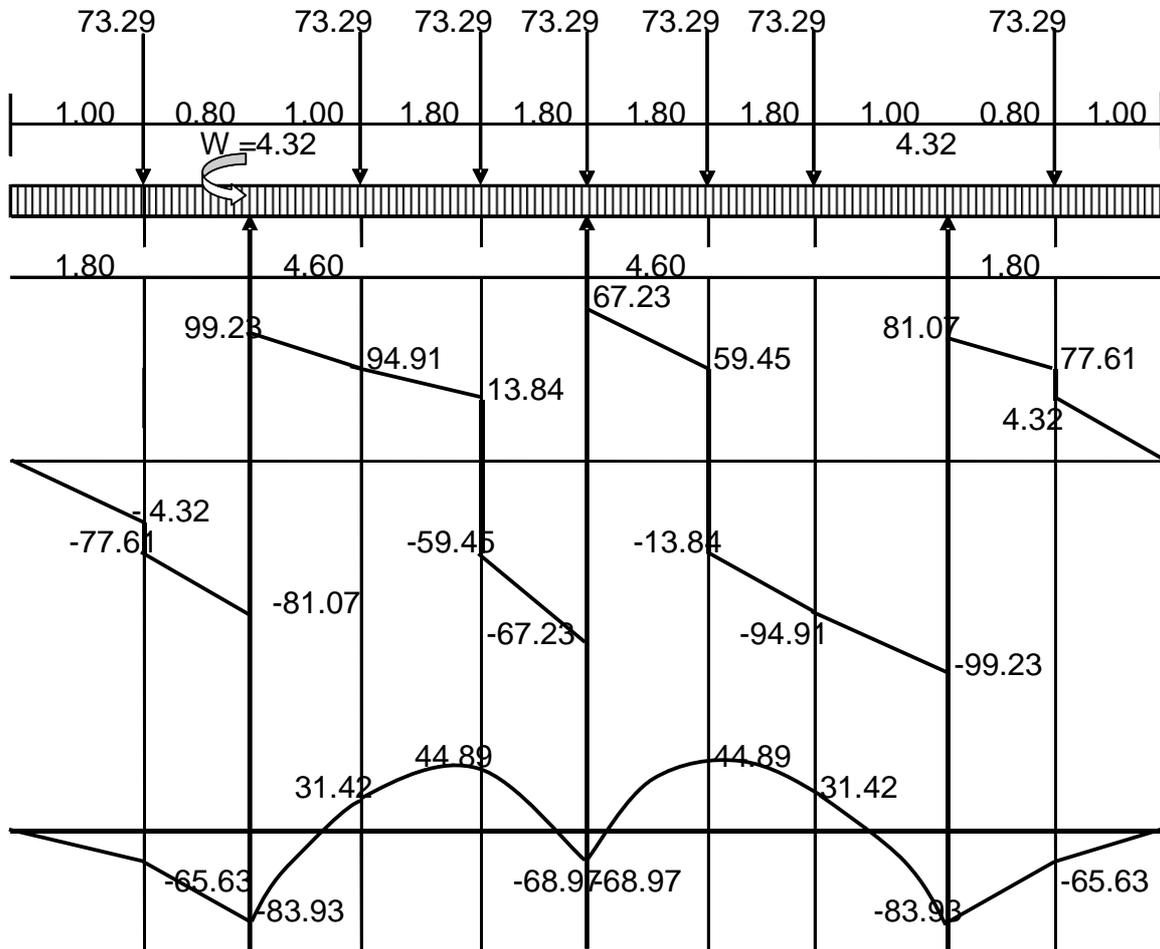
CM = 41.55 ton/trab

Peso total = CM + CVI

P = 73.29 ton/trab

Peso propio del Cabezal: 4.32 ton/m

Cálculo del Cortante y Momento Máximo del cabezal.



De acuerdo al diagrama de cortantes y momentos:

Cortante Máximo = 99.23 ton

Momento Máximo = 83.93 ton-m

Revisión del Peralte del Cabezal:

Revisión del Peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M \times 10^5}{k \times b}}$$

k= 16.273

b= 100 cm

r= 10 cm

d= 72 cm ok

d_{efect} = 110.00 cm

As= 42.8 cm²/m

Acero de Refuerzo Por Flexión:

As= (M x 105) / (fs x j x d)

fs= 2000 kg/cm²

j= 0.89

No Rige

$$A_{smin} = 0.0035 \cdot b \cdot h$$

$$A_{smin} = 57.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Rige}$$

Se recomienda el área de acero mínimo ya que es el que rige.

Varilla: 8 C

Area vars: 5.07 cm²

vars = 11.40 vars # 8 C

vars recom = 12.00 vars # 8 C

Revisión por Cortante:

$$V_{max} = 99.23 \text{ ton} = 99230.09535 \text{ kg}$$

$$\tau_t = \frac{V_{max}}{b \cdot h}$$

$$\tau_t = 5.51 \text{ kg/cm}^2 < 1.3 \sqrt{f_c}$$

Se tomará todo el cortante con estribos, despreciando la colaboración del concreto con 6 ramas # 4C @ 15 cm

$$Cap = \frac{\#ramas \cdot A_v \cdot f_s \cdot j \cdot x \cdot d}{Sep}$$

Varilla: 4 C

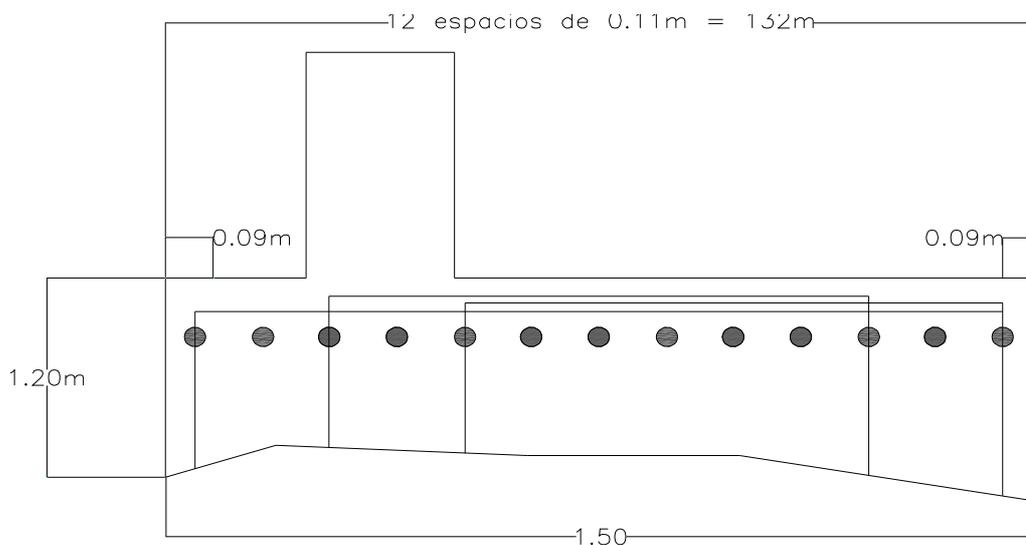
$A_v = 1.27 \text{ cm}^2$

de ramas = 6.00

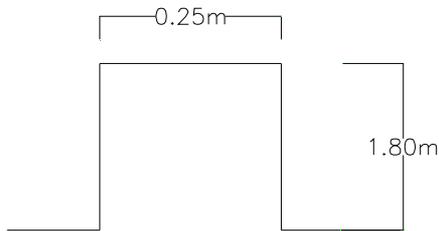
Sep = 15.00

Cap = 99423 kg > 99230.09535 kg o.k

Armado del cabezal:



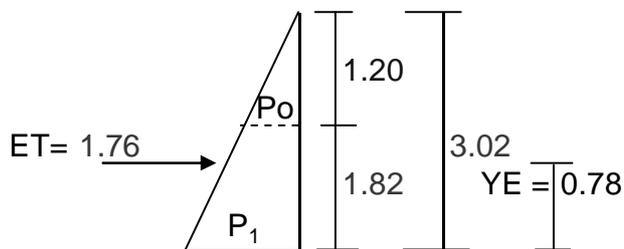
Diseño del diafragma del cabezal



Peso Propio:

Peso (ton/m)	Brazo	Mom (ton-m)
Muro: 1.092	0.91	0.99372

Empuje de Tierra:



$$P_0 = 0.55 \text{ ton/m}^2$$

$$P_1 = 1.38 \text{ ton/m}^2$$

$$ET = 1.76 \text{ ton/m}$$

$$YE = 0.78 \text{ m}$$

$$MET = 1.37 \text{ ton-m/m}$$

Suponiendo un recubrimiento de: 5 cm

$$d = \sqrt{\frac{M \times 10^5}{K \cdot b}}$$

$$d = 9.17 \text{ cm} \quad \text{o.k.}$$

$$k = 16.27$$

$$h = 25.00 \text{ cm}$$

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

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

Acero Por flexión:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$$

$$A_s = 3.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De acuerdo al Artículo 10.5.1 de la Sección 10.5 Refuerzo Mínimo en Elementos Sujetos a Flexión de las especificaciones del ACI (318 - 89), la cuantía mínima de acero para elementos sujetos a flexión está dada por la relación :

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0.0035 \text{ min}$$

Y de acuerdo al Artículo 10.5.2 el área de refuerzo proporcionada en cada sección deberá ser por lo menos 1/3 mayor de lo requerido por el análisis.

$$A_{smin} = \rho \cdot b \cdot h = 7.00 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s \text{ por cálculo.}$$

Si incrementamos el $A_s = 3.84 \text{ cm}^2/\text{m}$ al 33% nos da $= 5.10 \text{ cm}^2 / \text{m}$ lo cual sigue estando por debajo del área de acero obtenida por cuantía mínima.

Usando varillas del numero: 4 para acero por flexión, $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$

$$\text{Sep} = \frac{A_v \times 100}{A_{smin}} = 18.10 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas No. 4C @ 15 cm en ambos sentidos

Acero Por Temperatura:

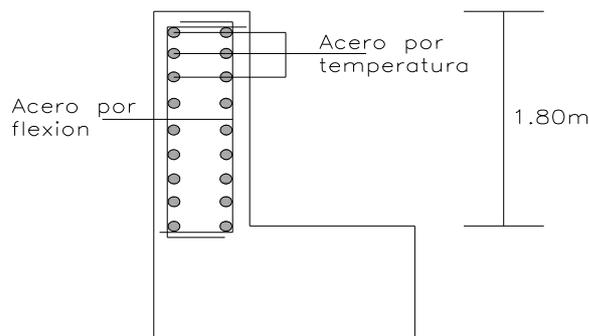
En las especificaciones del ACI (318-89) en su Artículo 7.12.2.1. Dicen que el área de refuerzo por contracción y temperatura debe proporcionar por lo menos una cuantía de 0.0014 y la separación del acero no debe exceder de 5 veces el espesor o 45 cms (Art. 7.12.2.2).

$$\text{De ahí que : } A_{st} = 0.0014 b d = 2.80 \text{ cm}$$

Usando varillas del numero: 3 para acero por temperatura; 0.71 cm^2

$$\text{Sep} = \frac{A_v \cdot 100}{A_{st}} = 25 \text{ cm}$$

Para el armado del diafragma se dejarán vars # 4C @ 15cm para el acero por flexión y vars # 3C @ 20 cm para el acero por contracción y temperatura.



Análisis y Diseño de las columnas:

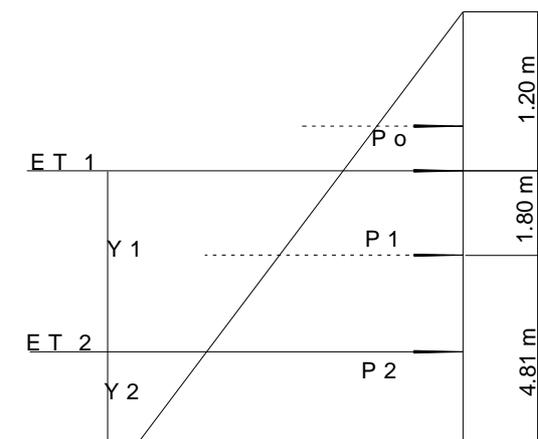
de columnas = 3.00 col

Cargas Verticales:

Elemento	Peso (ton)
Parapeto:	9.20
Guarnición:	5.85
Asfalto:	40.50
Losa:	94.25
Diafragmas:	7.36
Trabes:	128.19
TOTAL CM =	285.35

CM = 95.12 ton/col
 CV = 56.97 ton/col
 Tope antisísm = 0.24 ton/col
 Pcab = 18.43 ton/col
 Pdiaf-cab = 4.66 ton/col
 PoPo = 13.00 ton/col

Empuje de Tierra con Sobre carga.



Po = 0.55 ton/m²
 P1 = 1.38 ton/m²
 P2 = 3.57 ton/m²
 ET1 = 4.94 ton/col
 Y1 = 5.57 m
 ET2 = 35.84 ton/col
 Y2 = 2.04 m
 M1 = 27.53 ton-m/col
 M2 = 73.19 ton-m/col

Momento total del empuje de tierra = MET = 100.72 ton-m/col

Sismo:

Inciso K de la norma N-PRY-CAR-6-01-005-01[1], (Factor de comportamiento sísmico)

El factor de comportamiento sísmico (Q), por el que se toma en cuenta la ductilidad de la estructura, se puede obtener de estudios experimentales para estructuras con características similares a la de proyecto, previamente aprobados por la Secretar. A falta de esos estudios se pueden emplear los valores que se indican en la Tabla 2 de esta Norma, de acuerdo con las características de la estructura por proyectar y según las fuerzas por determinar.

La fuerza sísmica se obtiene:

Csuperestructura: 0.16

Ccaballete: 0.32

TT1sup= 15.22 ton/col b = 6.99 m

TT2cab= 11.63 ton/col b = 3.50 m

De acuerdo a Normas IMT (Combinaciones de cargas) , las cargas y fuerzas que estarán actuando en la columna se revisarán por el grupo I y VII, considerando el inciso D (Grupos de Cargas), tabla 1 de este mismo inciso.

Revisión por el grupo I (CM + Cv+I + PoPo + ET) = 100%

Fuerza	Carga	Momento
CM	95.12	
CV	56.97	
PoPo	36.33	
ET		100.72
	188.42	100.72

Excentricidad:

e= 0.53 m

Se usará el método de diseño Elástico basándonos en las gráficas para diseño de columnas del libro de Sutherland y Reese, caso II.

Datos:

n=8.54

P=0.01

Pn=0.09

rec=7.00cm

rad =60.00

k =0.55

C =6.00

Los valores de k y C se obtuvieron de las graficas de la página 436 del libro Sutherland y Reese

Los esfuerzos de trabajo no debe exceder de:

$$f_c = C \times \frac{M \times 10^5}{\pi \times r^3} < 100$$

$$f_s = nfc (1/k - 1) < 1800$$

$$f's = nfc < 1800$$

$$f_c = 89.06 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k}$$

$$f_s = 621.93 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k}$$

$$f's = 760.13 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k}$$

Revisión del grupo VII (CM + Pt + TT + S + Pc) = 133%

Fueza	Carga V.	Carga H.	Brazo	M (ton-m)
CM	95.12			
PoPo	36.33			
Pt	77.82			
TT _{1sup}		15.22	6.99	106.38
TT _{2cab}		11.63	3.50	40.63
	209.27			147.01
	157.35			110.54

Rigen los momentos del grupo: VII

M = 110.54 ton-m/m

P = 157.35 ton

Excentricidad:

e = 0.70 m

Se usará el método de diseño Elástico basándonos en las gráficas para diseño de columnas del libro de Sutherland y Reese, caso II.

Datos:

n = 8.54

P = 0.017

Pn = 0.15

rec = 7.00 cm

rad = 60.00

k = 0.70

C = 5.05

Los valores de k y C se obtuvieron de las graficas de la pagina 436 del libro Sutherland y Reese

Los esfuerzos de trabajo no debe exceder de:

$$f_c = C \times \frac{M \times 10^5}{\pi \times r^3} < 100$$

$$f_s = n f_c (1/k - 1) < 1800$$

$$f'_s = n f_c < 1800$$

$$f_c = 82.26 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k}$$

$$f_s = 300.91 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k}$$

$$f'_s = 702.11 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k}$$

Debido a que el grupo VII es el más desfavorable, se diseñarán las columnas con este Se revisó como una sección circular

Área de Acero: $\pi r^2 P$

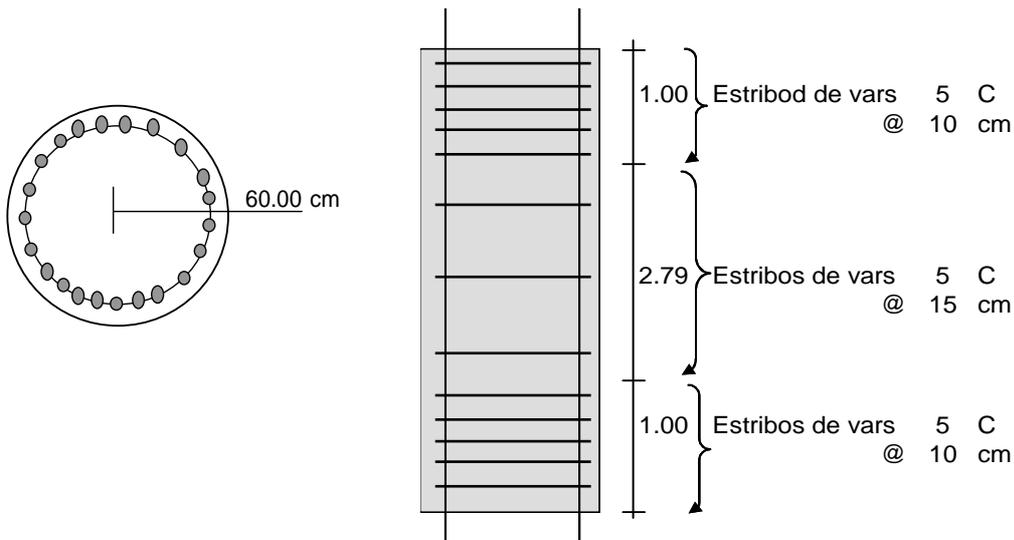
As = 192.27 cm²

Varilla: 8 C

Área vars: 5.07 cm²
No.Var= 38 pzas
Perímetro= 333.01 cm
S = 8.76 cm
Sprop = 15 cm

Por lo tanto se colocaran 22 piezas # 8C @ 15 cm

Croquis de Refuerzo:



Diseño de Zapata:

Características Geométricas de la Zapata:

Peso de la tierra:

Pt = 77.82

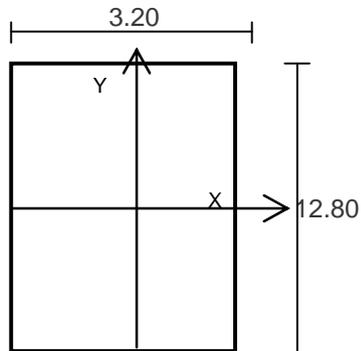
Revisión del grupo VII (CM + Pt + TT + S + Pc) = 133%

Fueza	Carga V.	Carga H.	Brazo	M (ton-m)
CM	285.35			
PoPo	188.87			
Pt	77.82			
TT _{1sup}		45.66	8.21	374.84
TT _{2cab}		60.44	4.11	248.10

552.05
P = **415.07**

622.94
M = **468.38**

Se revisará la zapata para el grupo VII



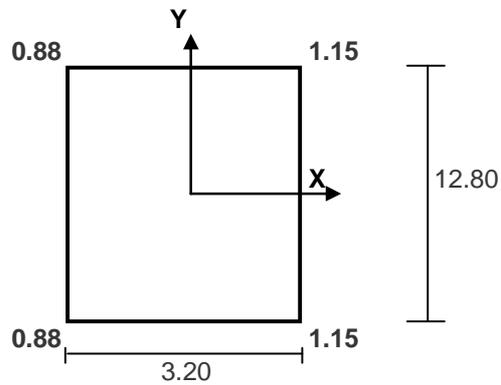
A= 40.96 m²
X= 1.60 m
Y= 6.40 m
I_x= 34.95 m⁴
I_y= 559.24 m⁴

Revisión de Esfuerzos en el terreno:

$$\sigma_1 = \frac{P \pm M_{xy} \pm M_{yx}}{A \quad I_x \quad I_y}$$

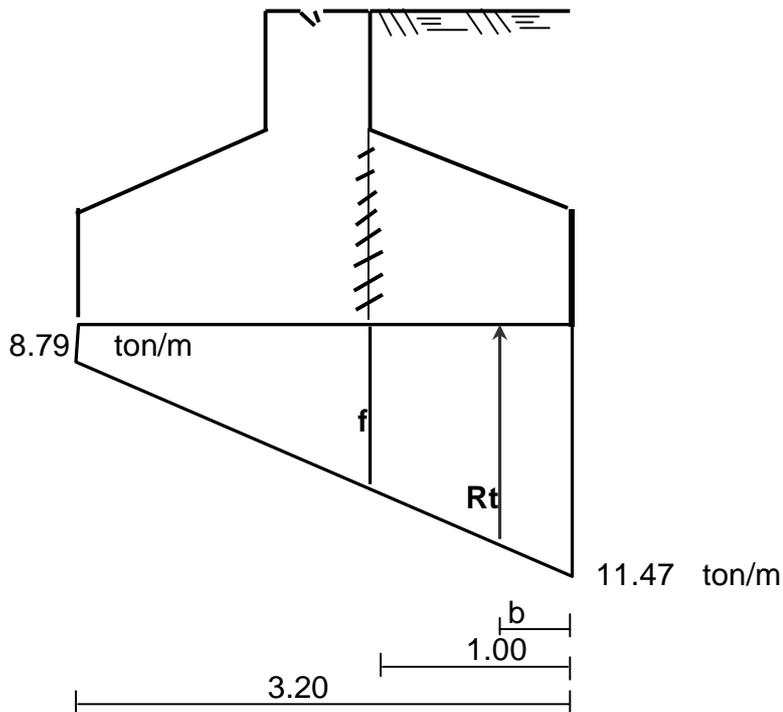
$$\sigma_1 = 11.47 = 1.15 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\sigma_2 = 8.79 = 0.88 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$



Diseño de la Zapata:

Sentido Transversal:



$$f = 10.64 \text{ ton/cm}^2$$

Reacción del Terreno:

$$R_t = 11.05 \text{ ton/m}$$

$$b = 0.51 \text{ m}$$

$$M_{R_t} = 5.60 \text{ ton-m/m}$$

Peso Propio:

$$P_{oPo} = 1.68 \text{ ton/m}$$

$$b = 0.43 \text{ m}$$

$$M_{P_{oPo}} = 0.72 \text{ ton-m/m}$$

Peso de la Tierra:

$$P_T = 2.08 \text{ ton/m}$$

$$b = 0.54 \text{ m}$$

$$M_{P_T} = 1.12 \text{ ton-m/m}$$

Elementos Mecánicos Totales:

$$M_T = 3.76 \text{ ton-m/m}$$

Revisión del Peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M \times 10^5}{k \times b}}$$

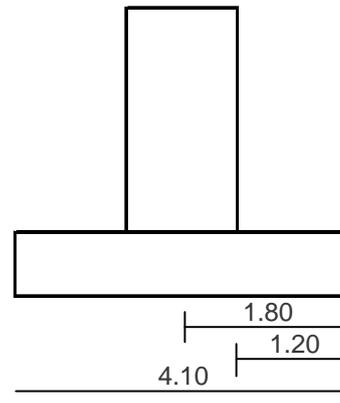
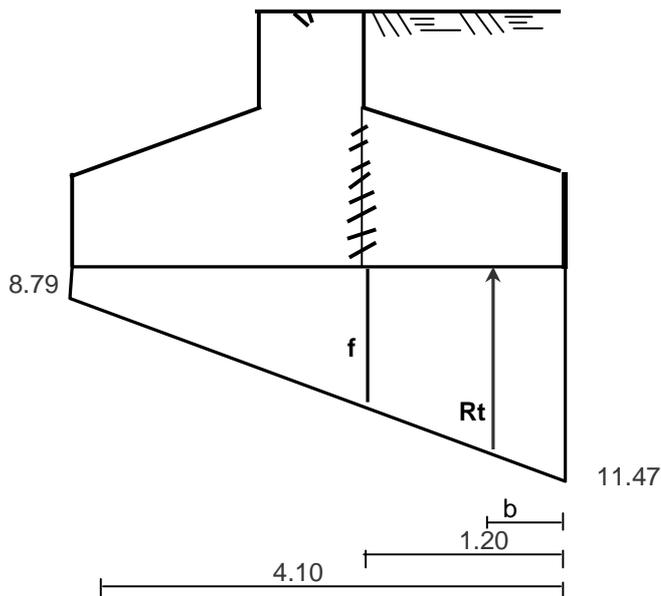
k= 16.273
b= 100 cm
r= 10 cm
d= 15 cm ok

Acero de Refuerzo Por Flexión:
As= (M x 105) / (fs x j x d)
fs = 2000 kg/cm²
j= 0.89
As= 2.3 cm²/m

Varilla: 3C
Área vars: 0.71 cm²
Separación teórica:
St= 30 cm
Separación recomendada:
Sr= 15 cm

Acero Por Temperatura:
Ast= 0.0015 x b x h
Ast= 15 cm²/m
Varilla: 5C
Área: 1.98 cm²
Separación teórica:
St= 13 cm
Separación recomendada:
Sr= 15 cm

Sentido Longitudinal:



f = 10.69 ton/cm²

Reacción del Terreno:
Rt= 42.55 ton/m
b= 0.61 m
MRt= 25.83 ton-m/m

Peso Propio:
PoPo1 = 3.69 ton/m
PoPo2 = 3.80 ton/m
b= 0.61 m
MPoPo= 4.55 ton-m/m

Peso de la Tierra:
PT = 7.296 ton/m
b= 0.61 m
MPT= 4.43 ton-m/m

Elementos Mecánicos Totales:
MT= 16.86 ton-m/m

Revisión del Peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M \times 10^5}{k \times b}}$$

k= 16.27

b= 320 cm

r= 10 cm

d= 18 cm ok

Acero de Refuerzo Por Flexión:

$$A_s = (M \times 10^5) / (f_s \times j \times d)$$

f_s= 2000 kg/cm²

j= 0.89

A_s= 10.5 cm²/m

Varilla: 3C

Área: 0.71 cm²

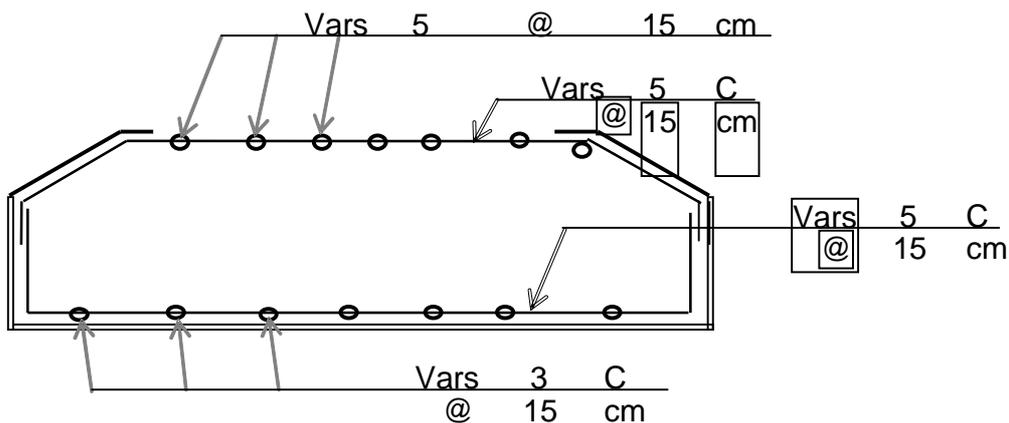
Separación teórica:

St= 22 cm

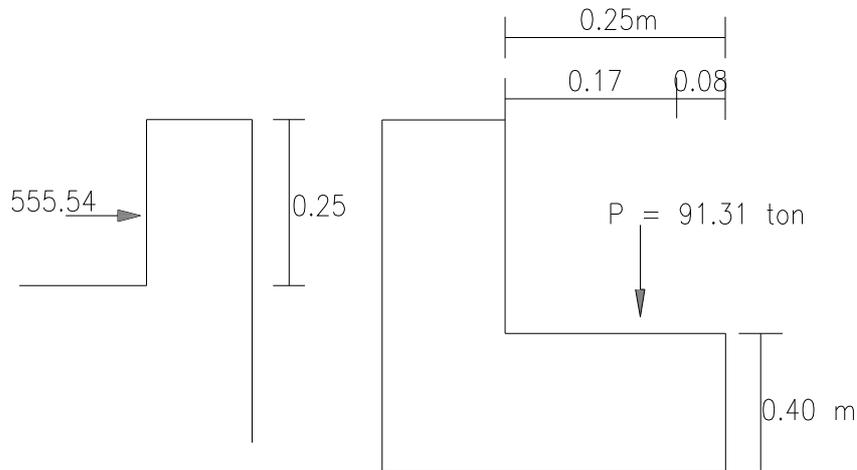
Separación según especificación:

Sr= 15 cm

Croquis de Refuerzo:



Diseño de Tope:



Momento Actuante:
 $M_o = 15.22 \text{ ton-m}$

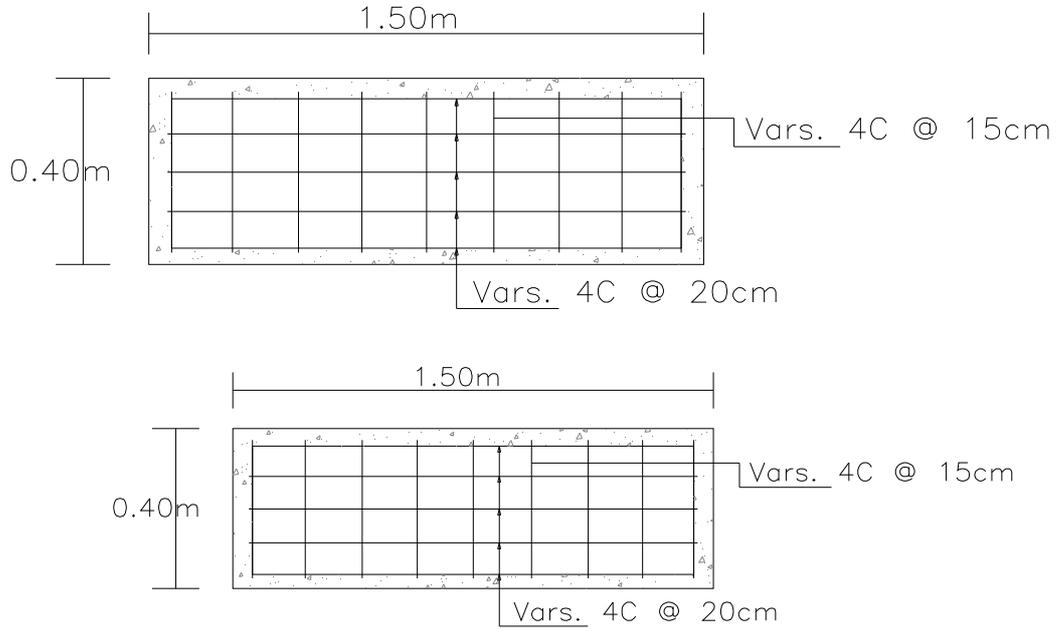
Revisión del Peralte:
 $k = 16.27$
 $b = 150 \text{ cm}$
 $r = 5 \text{ cm}$
 $d = 25 \text{ cm ok}$

Acero Por Cortante:
 $V_{\max} = 45.66 \text{ ton}$
 $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$
 $f = 0.45$
Varilla: 4C
Área: 1.27 cm^2
Paquetes de: 2 vars
de: 2 ramas
 $b = 150 \text{ cm}$
Separación teórica:
 $St = 15 \text{ cm}$
Separación especificada:
 $S_{\text{esp}} = 15 \text{ cm}$

Acero de Refuerzo Por Flexión:
 $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$
 $j = 0.89$
 $A_s = 24.4 \text{ cm}^2/\text{m}$
Varilla: 4C
Área: 1.27 cm^2
No. Var = 19 pzas
Paq. de: 2 varillas
Separación teórica:
 $St = 16 \text{ cm}$
Separación especificada:
 $S_{\text{esp}} = 15 \text{ cm}$

Acero Por Temperatura:
 $A_{st} = 9 \text{ cm}^2/\text{m}$
Varilla: 4C
Área: 1.27 cm^2
Separación teórica:
 $St = 21 \text{ cm}$
Separación recomendada:
 $S_r = 20 \text{ cm}$

Croquis de Refuerzo:



Diseño de Pila de Concreto Reforzado (IMT)

Datos Generales

Elevación Rasante:	1514.37	m
Claro:	30.00	m
Culata:	0.30	m
Junta de dilatación	0.04	m
Longitud Total del Tramo:	30.68	m
Ancho de Calzada:	12.00	m
Ancho total:	12.80	m
Espesor de Carpeta:	0.10	m
Espesor de Losa:	0.20	m
Tipo de trabe:	IV	
Área de la Trabe:	0.4974	m ²
Altura de Trabe:	1.35	m
Número de trabes:	7.00	pzas
Separación entre Trabes:	1.80	m
Espesor de Diafragma Int:	0.30	m
Espesor de Apoyo:	0.04	m
Espesor de Banco de Apoyo:	0.05	m
Diafragmas Extremos:	2.00	pzas
Diafragma Intermedios	1.00	pzas
Peso del Parapeto:	0.30	ton/m/lado
Peso Volumétrico del Concreto:	2.40	ton/m ³
Peso Volumétrico del Asfalto:	2.20	ton/m ³
Peso Volumétrico del Material de Relleno:	1.60	ton/m ³
Esfuerzo Máximo Permisible en el Terreno:	3.00	g/cm ²
Zona Sísmica:	C	
Tipo de Terreno:	III	
Coeficiente Sísmico:	0.64	
Factor de Ductilidad en la Superestructura:	4.00	
Factor de Ductilidad en la Subestructura:	2.00	
Resistencia del Concreto:	250	kg/cm ²

Esfuerzos Admisibles:

Compresión: $f_c = 0.45 f'_c = 112.50 \text{ kg/cm}^2$

Tensión: $f_s = 0.5 f_y = 2000 \text{ kg/cm}^2$

Materiales

Acero de $f_y = 4000$

$f^*c = 0.8 \times f'_c = 200$

$f''c = 0.85 \times f^*c = 170$

$EC = 57000 \times \sqrt{f'_c}$

$EC = 901249 \text{ kg/m}^2$

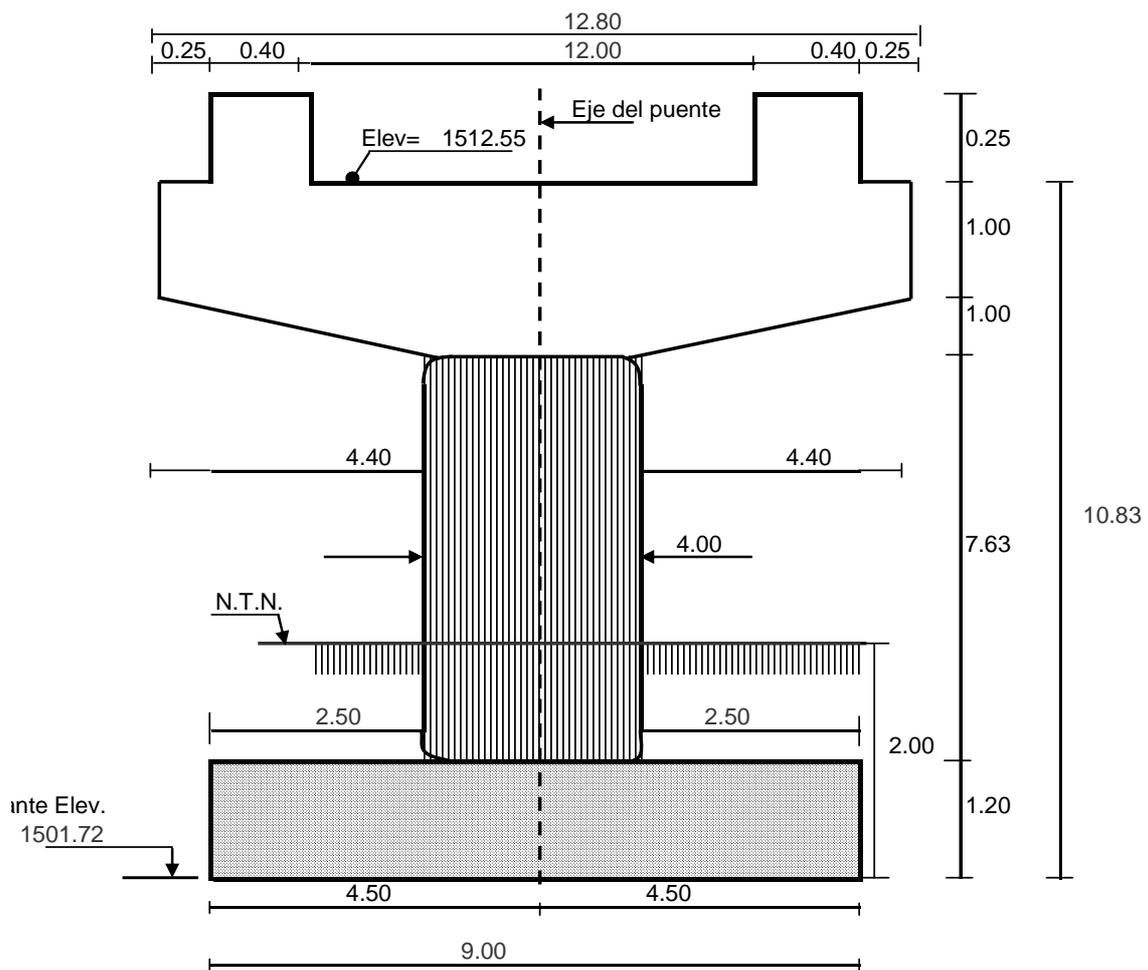
$ES = 29000000$

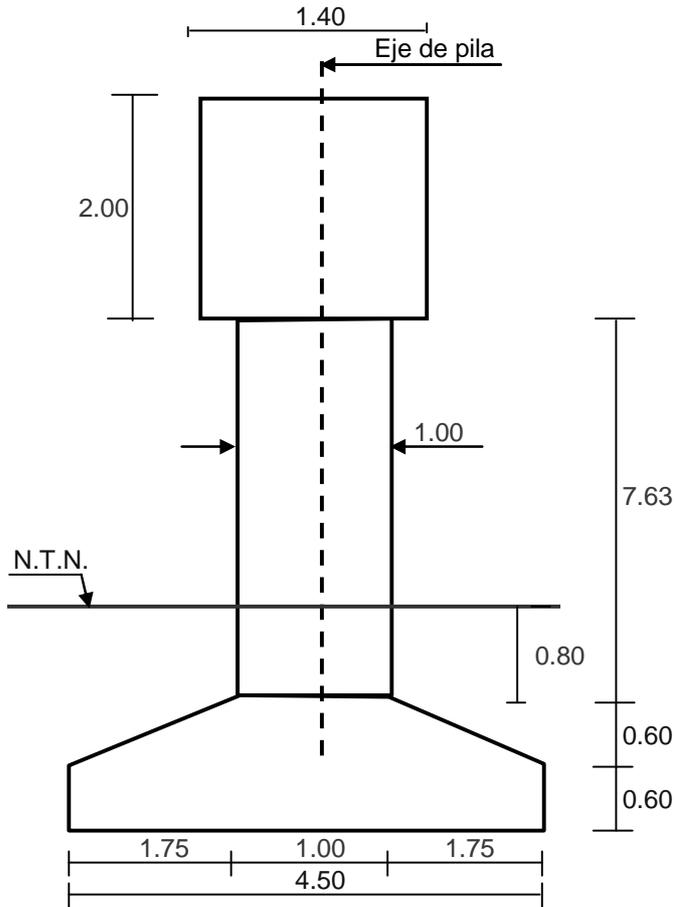
$$n = E_c/E_s = 57,000 \cdot \sqrt{f'_c} / E_s = 29,000,000 = 8.54$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j = 15.80$$

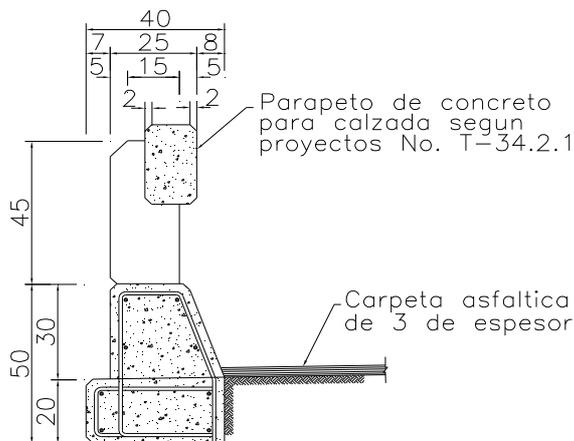
$$k = \frac{1}{1 + f_s / (n \cdot f_c)} = 0.324$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.89$$

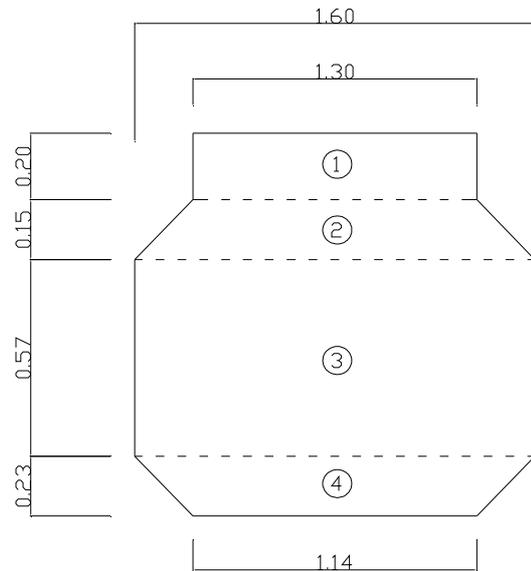




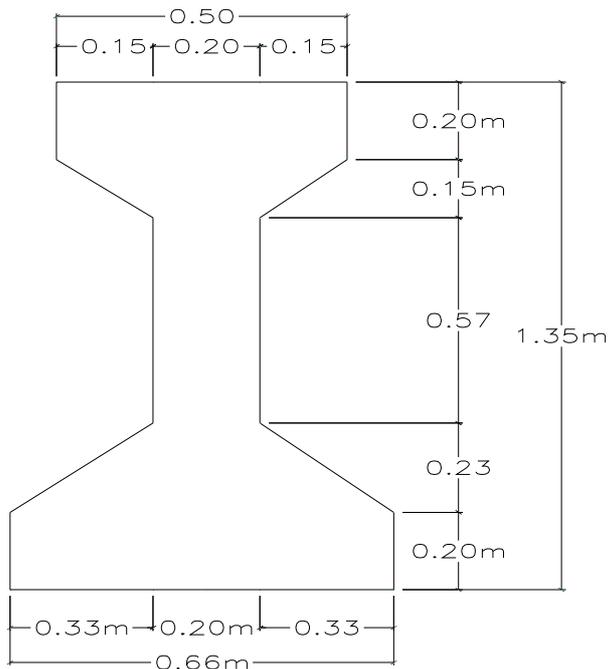
Guarnición y Parapeto



Área de Guarnición: 0.08m²



Área de Diafragma: 1.705 m²



Área de Diafragma: 1,705 m²

Cargas Verticales:

Elemento	Peso (ton)
Parapeto	18.41
Guarnición	11.71
Asfalto	81.00
Losa	188.50
Diafragmas	18.41
Trabes	256.37
TOTAL CM =	574.39

Carga Viva (Norma IMT):

Banda	Camión	Cortante Max (ton)
Uno	IMT 66.5	56.97
Dos	IMT 66.5	56.97
Tres	IMT 66.5	56.97
Total		170.91

Peso Propio (Pila):

Elemento	Peso (ton)
Topes	0.67
Cabezal	71.23
Columna	230.12
Zapata	93.96
Σ =	395.98

Peso de la Tierra:

Pt = 66.96 ton

Cargas Horizontales:

Fricción:

Fr = 28.72 ton

Frenaje:

Ffr = 8.55 ton

Viento sobre la superestructura:

De acuerdo a Normas N-PRY-CAR-6-01-004-01 inciso E. 2.1.3

Para estructuras comunes cuya superestructura está formada por losas y vigas, con un claro máximo de cuarenta (40) metros, en lugar de las presiones y fuerzas indicadas en las Tablas 1 y 2 de esta Norma, se pueden aplicar las siguientes presiones y fuerzas, que actúan simultáneamente:

a) Presión de diseño sobre la superestructura:

- Transversal: 3 453 Pa (250 kg/m²)
- Longitudinal: 589 Pa (60 kg/m²)

b) Fuerza del viento sobre la carga viva:

- Transversal: 1,47 kN/m (150 kg/m)
- Longitudinal: 0, 59 kN/m (60 kg/m)

Viento sobre la superestructura:

$f_{vl} = 0.06 \text{ tom/m}^2$ Longitudinal

$f_{vt} = 0.25 \text{ tom/m}^2$ Transversal

$A_{exp} = 57.00 \text{ m}^2$

$V_L = 3.42 \text{ ton}$

$V_T = 14.25 \text{ ton}$

Viento sobre la subestructura:

$A_L = 28.03 \text{ m}^2$

$A_T = 9.63 \text{ m}^2$

$V_L = 1.68 \text{ ton}$

$V_T = 2.41 \text{ ton}$

Viento sobre la Carga Viva:

$f_{vl} = 0.600 \text{ tom/m}^2$ Longitudinal

$f_{vt} = 0.150 \text{ tom/m}^2$ Transversal

$V_L = 18.00 \text{ ton}$

$V_T = 4.50 \text{ ton}$

Sismo:

Inciso K de la norma N-PRY-CAR-6-01-005-01[1], (Factor de comportamiento sísmico).

El factor de comportamiento sísmico (Q), por el que se toma en cuenta la ductilidad de la estructura, se puede obtener de estudios experimentales para estructuras con características similares a la de proyecto, previamente aprobados por la Secretar. A falta de esos estudios se pueden emplear los valores que se indican en la Tabla 2 de esta Norma, de acuerdo con las características de la estructura por proyectar y según las fuerzas por determinar.

La fuerza sísmica se obtiene:

Csuperestructura: 0.16

Csubestructura: 0.32

TT1sup = 91.90 ton

TT2sub = 126.71 ton

Fuerza	Carga (ton)		Brazo(m)	
Friccion	28.72		10.83	
Frenaje	8.55		10.83	
VLsup	3.42		10.83	
VTsup	14.25		10.83	
VLsub	1.68		5.42	
VTsub	2.41		5.42	
VLcv	18.00		14.21	
VTcv	4.50		14.21	
TT ₁	91.90		10.83	
TT ₂	126.71		5.42	

De acuerdo a Norma IMT, las cargas y fuerzas que estarán actuando en la pila se revisarán por el grupo III y VII, considerando el inciso D (Grupos de Cargas), tabla 1 de este mismo inciso.

Revisión por el grupo III
(CM + Cv+l + Pt + FC + Fr + Fr + S + Pc + 0.3VE + VCv) = 125%

Fuerza	Vertica l		Horizont al		bx (m)	b (y)	Mx (ton-m)		My (ton-m)	
CM	574.39									
CV	170.91									
PoPo	395.98									
Pt	66.96									
Friccion			28.72		10.83					311.03
Frenaje			8.55		10.83					92.55
VLsup			1.03		10.83					11.11
VTsup			4.28			10.83	46.30			
VLsub			0.50		5.42					2.73
VTsub			0.72			5.42	3.91			
VLcv			18.00		14.21					255.78
VTcv			4.50			14.21	63.95			
	1208.24						114.15			673.20
	966.59						91.32			538.56

Revisión del grupo VII (CM + Pt + TT + S + Pc) = 133%

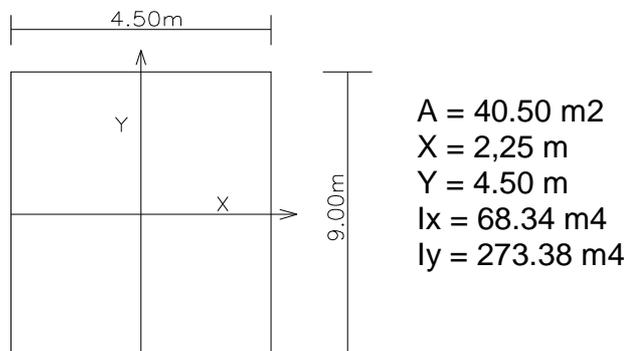
Fueza	Vertica l		Horizont al		bx (m)	b (y)	Mx (ton-m)		My (ton-m)	
CM	574.39									
PoPo	395.98									
Pt	66.96									
TT ₁			91.90		10.83					995.30
TT ₂			126.71		5.42					686.15
	1037.33									1681.46
	779.95									1264.25

Rigen los momentos del grupo: VII

$$M = 1264.25 \text{ ton-m/m}$$

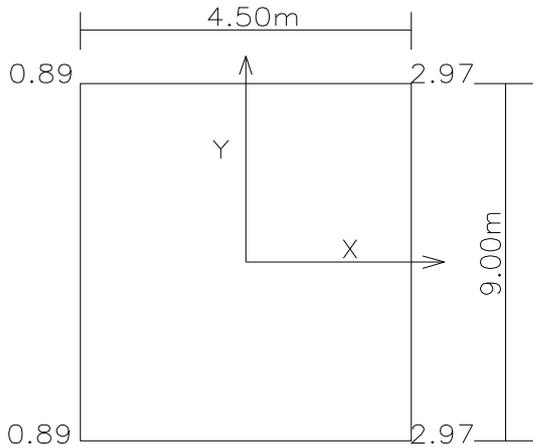
$$P = 779.95 \text{ ton}$$

Características Geométricas de la Zapata:



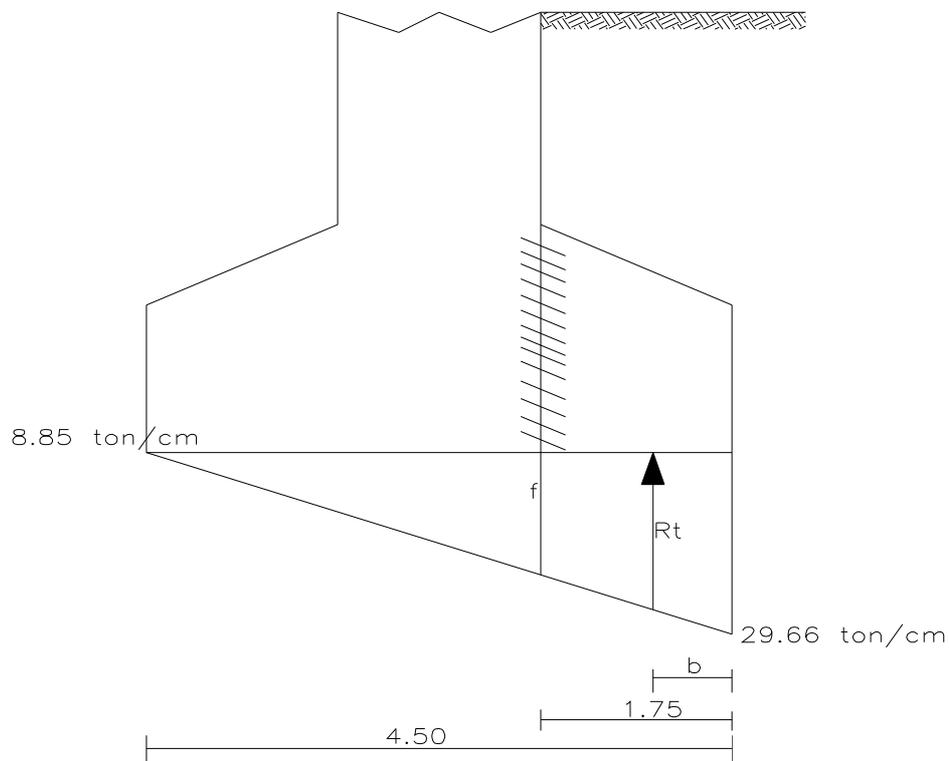
Revisión de Esfuerzos en el terreno:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 19.26 + 10.41 = 2.91 \text{ kg/cm}^2 && \text{ok} \\ \sigma_2 &= 19.26 - 10.41 = 0.89 \text{ kg/cm}^2 && \text{ok} \end{aligned}$$



Diseño de la Zapata:

Sentido Transversal:



$$f = 21.57 \text{ ton/cm}^2$$

Reacción del Terreno:
Rt= 44.83 ton/m
b= 0.92 m
MRt= 41.29 ton-m/m

Peso Propio:
PoPo = 3.78 ton/m
b= 0.78 m
MPoPo= 2.94 ton-m/m

Peso de la Tierra:
PT = 3.08 ton/m
b= 0.95m
MPT= 2.94 ton-m/m

Elementos Mecánicos Totales:
MT= 35.41 ton-m/m

Revisión del Peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M \times 10^5}{k \times b}}$$

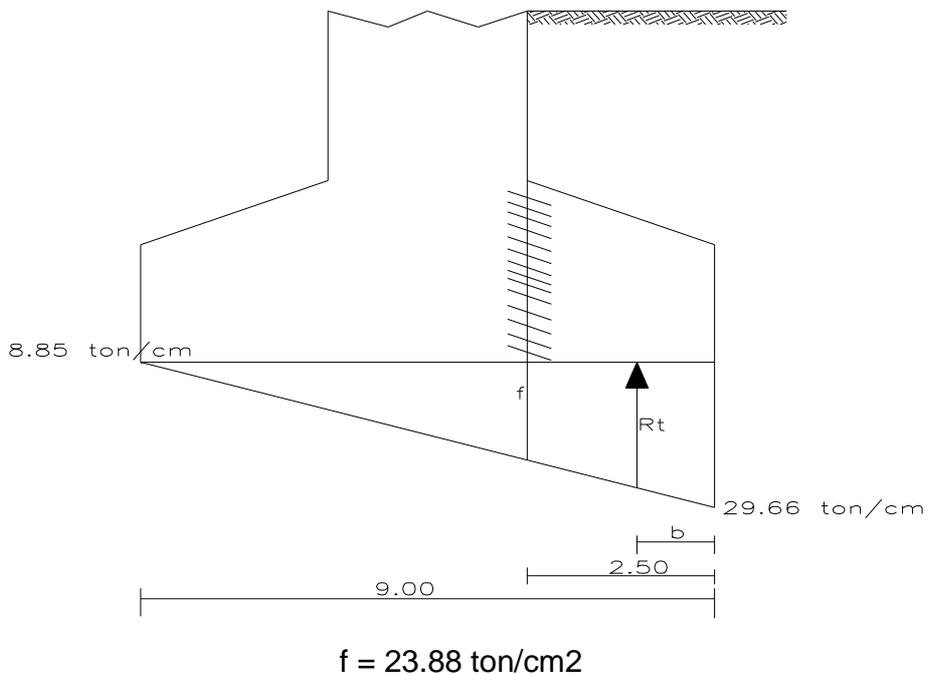
k= 15.804
b= 100 cm
r= 10 cm
d= 47cm ok

Acero Por Temperatura:
Ast= 0.0015 x b x h
Ast= 18 cm²/m
Varilla: 5C
Área: 1.98 cm²
Separación teórica:
St= 11 cm
Separación especificada:
Sesp=15 cm

Acero de Refuerzo Por Flexión:

As= (M x 105) / (fs x j x d)
fs= 2000 kg/cm²
j= 0.89
As= 18 cm²/m
Varilla: 5C
Área vars: 1.98 cm²
Separación teórica:
St= 11 cm
Separación especificada:
Sesp=15 cm

Sentido Longitudinal:



Reacción del Terreno:
Rt= 301.20 ton/m
b= 1.29 m
MRt= 390.04 ton-m/m

Peso Propio:
PoPo1 = 16.20 ton/m
PoPo2 = 9.90 ton/m
b= 1.29 m
MPoPo= 33.80 ton-m/m

Peso de la Tierra:
PT = 18.6 ton/m
b= 1.29 m
MPT= 24.09 ton-m/m

Elementos Mecánicos Totales:

MT= 332.16ton-m/m

Revisión del Peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M \times 10^5}{k \times b}}$$

k= 15.80
b= 450 cm
r= 10 cm
d= 68 cm ok

Acero de Refuerzo Por Flexión:

$$A_s = (M \times 10^5) / (f_s \times j \times d)$$

f_s= 2000kg/cm²

j= 0.89

A_s=169.3 cm²/m

Varilla: 8C

Área: 5.07 cm²

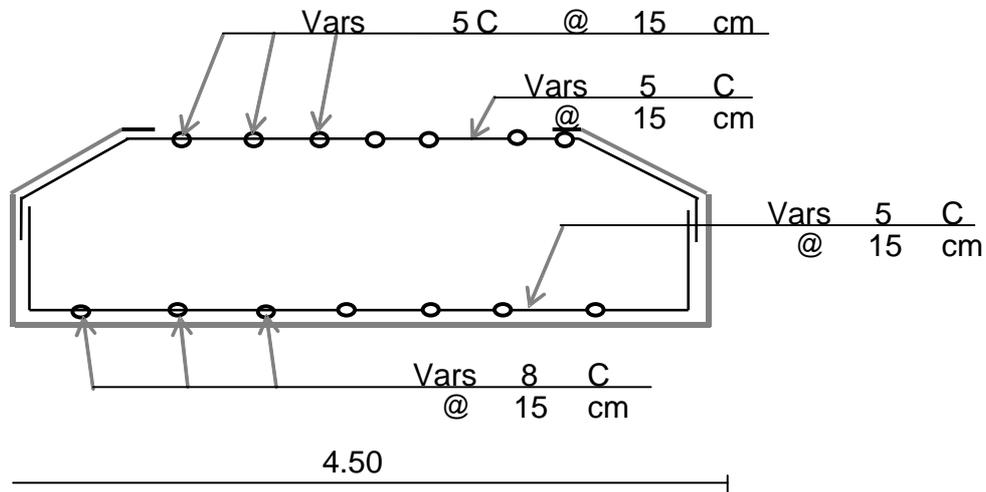
Separación teórica:

St= 13 cm

Separación según especificación constructiva:

S= 15 cm

Croquis de Refuerzo:



Diseño de Columna:

Po.Po. = 302.02ton

Sismo:

Csuperestructura: 0.16

Csubestructura: 0.32

TT1sup= 91.90 ton

TT2sub= 96.65 ton

De acuerdo a la norma N-PRY-CAR-6-01-005-01[1], las cargas y fuerzas que estarán actuando en la columna

Se revisarán por el grupo VII.

Revisión del grupo VII (CM + Popo + TT) = 133%

Fuerza	Vertical	b (m)	M (ton-m)
CM	574.39		
PoPo	302.02		
TT ₁	91.90	9.63	885.02
TT ₂	96.65	4.82	465.35
	1064.94		1350.37
	800.72		1015.32

Excentricidad: (e) = 1.27 m

Se usará el método de diseño Elástico basándonos en las gráficas para diseño de columnas del libro de Sutherland y Reese.

Datos:

n= 8.54

P= 0.01

Pn= 0.09

r= 7 cm

C = 7.20 Valor que salio de las graficas de la pagina 432 del libro Sutherland y Reese

El esfuerzo permisible del concreto no debe exceder de 0.4 f'c

$$f_c = C \times \frac{M \times 10^5}{b \times h^2} = 45.6893 < 100 \text{ o.k}$$

Se revisó como una sección rectangular

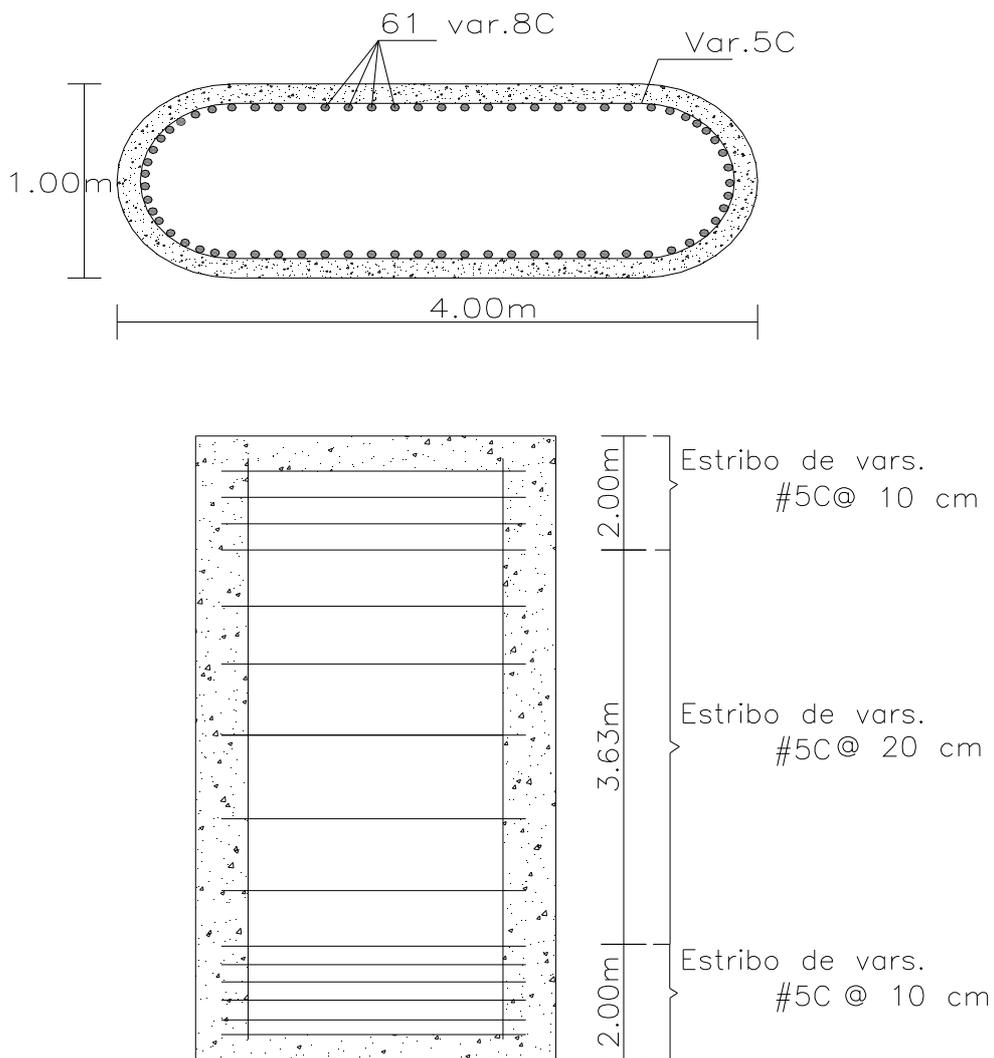
Área de Acero:

As= 339.27 cm²

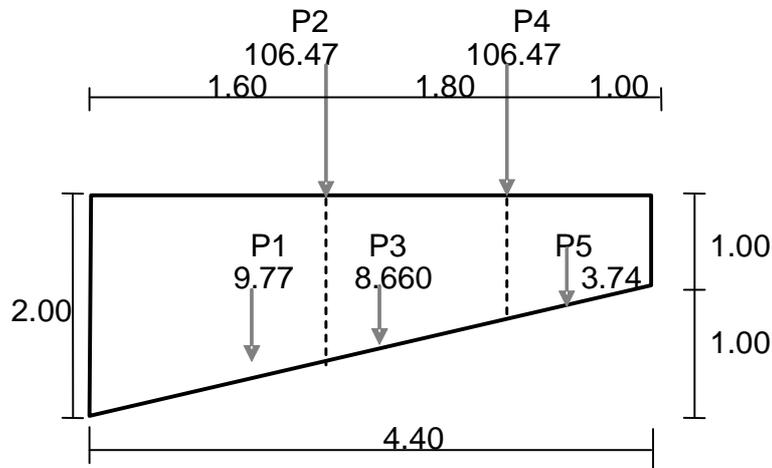
Varilla: 8C

Area vars: 5.07 cm²
No.Var= 67 pzas
Perímetro= 914.16 cm
S =13.6441791 cm
Sprop =15

Croquis de Refuerzo:



Diseño del Cabezal:



Fuerza	Peso (ton)	b (m)	M (ton-m)
P1	9.77	0.77	7.56
P2	106.47	1.60	170.35
P3	8.66	2.46	21.28
P4	106.47	3.40	362.00
P5	3.74	3.88	14.53
	235.12		575.72

Revisión del Peralte:

k= 15.80
b= 180 cm
r= 10 cm

$$d = \sqrt{\frac{M \times 10^5}{k \times b}}$$

d= 142cm ok

Acero de Refuerzo Por Flexión:

fs= 2000 kg/cm²
j= 0.89
As=169.90 cm²/m
Varilla: 6C
Área: 2.85 cm²
No. Var= 60 pzas
Paquetes de: 3 vars
Separación teórica:
St = 9 cm
Separación real:
Sr= 15 cm
Acero Inferior:

Acero Por Cortante:

$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$

$j = 0.89$

$A_s = 84.90 \text{ cm}^2/\text{m}$

Varilla: 6C

Area: 2.85 cm²

No. Var= 30 pzas

Paquetes de: 2 vars

Separación teórica:

$St = 12 \text{ cm}$

Separación especificada:

Sesp=15 cm

$V_{max} = 235.12 \text{ ton}$

$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$

$f = 0.45$

Varilla: 5 C

Área: 1.98 cm²

Paquetes de: 2 vars

De: 6 ramas

$b = 140 \text{ cm}$

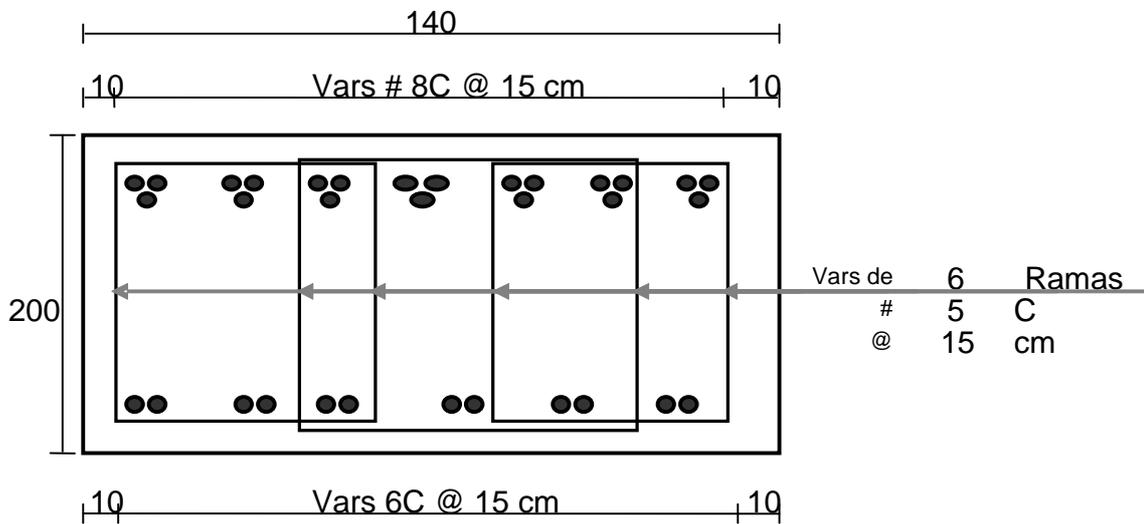
Separación teórica:

$St = 13 \text{ cm}$

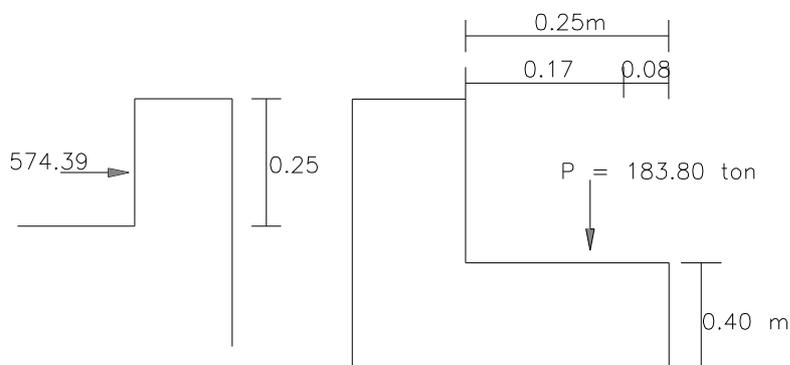
Separación especificada:

Sesp= 15 cm

Croquis de Refuerzo:



Diseño de Tope:



Momento Actuante:
 $M_o = 30.63 \text{ ton}\cdot\text{m}$

Acero de Refuerzo Por Flexión:
 $f_s = 2000 \text{ kg}/\text{cm}^2$

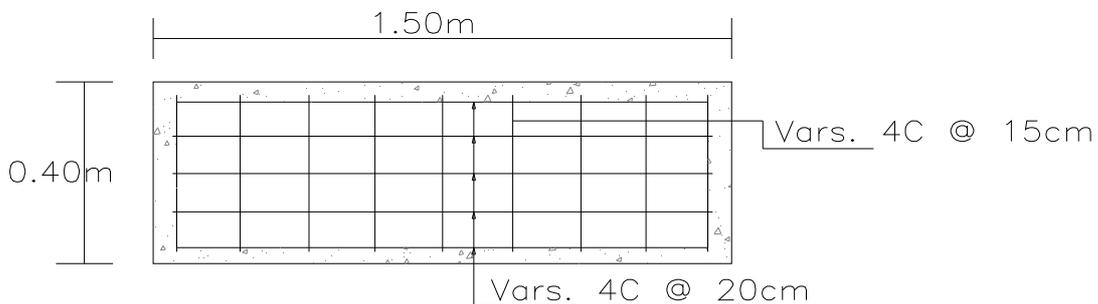
Revisión del Peralte:
 $k = 15.80$
 $b = 140 \text{ cm}$
 $r = 5 \text{ cm}$
 $d = 37 \text{ cm}$ ok

$j = 0.89$
 $A_s = 49.1 \text{ cm}^2/\text{m}$
Varilla: 5C
Área: 1.98 cm^2
No. Var = 25 pzas
Paq. de: 2 varillas
Separación teórica:
 $S_t = 11 \text{ cm}$
Separación especificada:
 $S_{esp} = 15 \text{ cm}$

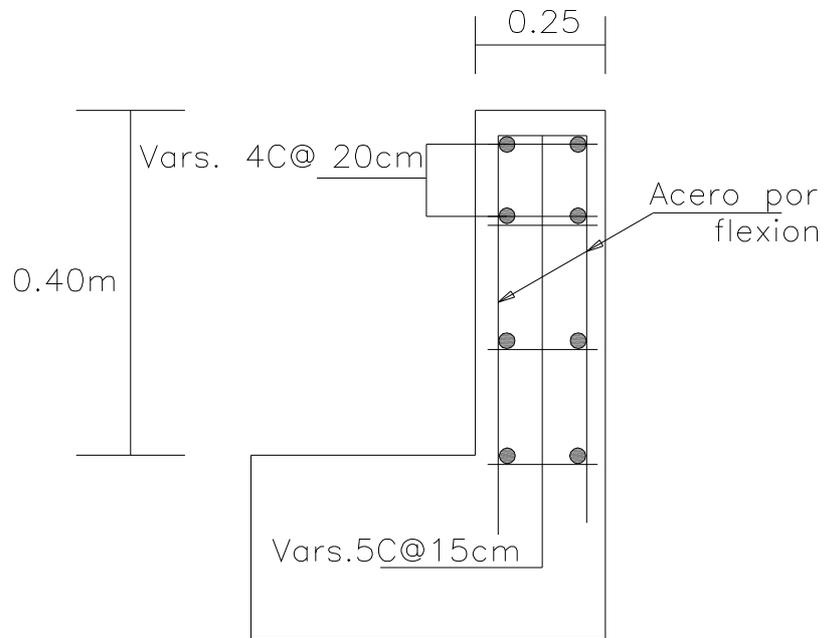
Acero Por Cortante:
 $V_{max} = 91.90 \text{ ton}$
 $f_s = 2000 \text{ kg}/\text{cm}^2$
 $f = 0.45$
Varilla: 4C
area: 1.98 cm^2
Paquetes de: 2 vars
de: 2 ramas
 $b = 140 \text{ cm}$
Separación teórica:
 $S_t = 11 \text{ cm}$
Separación especificada:
 $S_{esp} = 15 \text{ cm}$

Acero Por Temperatura:
 $A_{st} = 8.4 \text{ cm}^2/\text{m}$
Varilla: 4C
Área: 1.27 cm^2
Separación teórica:
 $S_t = 21 \text{ cm}$
Separación real:
 $S_r = 20 \text{ cm}$

Croquis de Refuerzo:



PLANTA



ELEVACION

Bibliografía

Normas Técnicas para el proyecto de puentes carreteros - AASHTO Estándar 2002

Normas SCT- Secretaria de Comunicación y Transporte:

N-PRY-CAR-6-01-001/01

N-PRY-CAR-6-01-002/01

N-PRY-CAR-6-01-003/01

N-PRY-CAR-6-01-004/01

N-PRY-CAR-6-01-005/01

N-PRY-CAR-6-01-006/01

N-PRY-CAR-6-01-007/04

N-PRY-CAR-6-03-002/01

Análisis Estructural, Gonzáles Cuevas, Profesor de la Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco, 2002, Editorial Limusa, S. A de C.V. Grupo Noriega Editores Baldera 95, México D.F.

Analisis de Estructuras, Métodos Clásico y Matricial, Rudolf E, Jack Mc Cormac Elling, 1994 Ediciones Alfaomega, S. A de C.V, Apartado Postal 7- 1032, 06700, México D. F.

Mecánica de Suelos:

Tomo I, Fundamentos de la mecánica de suelos – Juárez Badillo – Rico Rodríguez

Tomo II, Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos – Juárez Badillo – Rico Rodríguez

Tomo III, Flujo de agua en suelos – Juárez Badillo – Rico Rodríguez

Reporto f join comité on Standard Specifications for concrete and Reinforced concrete, 1924 - Sutherland y Reese

American Concreto Institute: Requisitos de Reglamento para Concreto estructural (ACI 318S – 05) y comentarios (ACI 318 SR – 05), USA, 2005

González Cuevas Oscar: Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. 3ra Edición, México D.F Editorial Limusa, 2002.

Nilson, Arthur H: Diseño de Estructuras de Concreto 12 Edición, Colombia Editorial MC Graw Hill, 2001.