



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE  
MÉXICO**



**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL**

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE CARRETERO COPALA**

**TESINA**

**PARA OBTENER EL GRADO DE  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS**

**PRESENTA**

**ISRAEL RICO GONZÁLEZ**

**ASESOR DE TESINA**

**M.I. FERNANDO MONROY MIRANDA**

**MÉXICO D.F. MAYO DE 2013**



## LISTA DE JURADO

PRESIDENTE: M. EN I. VICTORIANO ARMANDO GALLEGOS SUÁREZ

VOCAL: M. EN I. FERNANDO MONROY MIRANDA

SECRETARIO: M. EN I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ

SUPLENTE: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL ZUÑIGA BRAVO

SUPLENTE: M. EN I. CARLOS VILLASEÑOR MEJÍA

## REVISIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE CARRETERO COPALA.

### ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 OBJETIVO.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	1
1.3 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES CARRETEROS.....	4
1.4 NORMATIVIDAD A EMPLEAR.....	5
2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	5
2.1 DATOS GENERALES DEL PROYECTO.....	5
2.2 PROYECTO GEOMÉTRICO.....	7
2.3 INFORMACIÓN DISPONIBLE.....	10
2.4 ESTRUCTURACIÓN.....	12
3 REVISIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE.....	14
3.1 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO DE LA AASHTO.....	14
3.2 ESPECIFICACIONES SCT.....	39
3.3 MODELO DE ANÁLISIS.....	55
3.3.1 ANÁLISIS TRANSVERSAL.....	55
3.3.2 ANÁLISIS LONGITUDINAL.....	55
3.4 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....	57
3.5 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA.....	59
3.6 REVISIÓN DE LA SUBESTRUCTURA.....	59
4 REVISIÓN DE PLANOS ESTRUCTURALES.....	60
4.1 ESPECIFICACIONES.....	60
4.2 DETALLADO.....	65
4.3 DESPIECES.....	65
5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	67
BIBLIOGRAFÍA.....	69

### APÉNDICES

APÉNDICE 1.- REVISIÓN ESTRUCTURAL DE TRABE PRESFORZADA

APÉNDICE 2.- REVISIÓN ESTRUCTURAL DE ESTRIBO

APÉNDICE 3.- REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PILA

### PLANOS ESTRUCTURALES

## 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 OBJETIVO

El objetivo de éste trabajo es el de la revisión estructural de un puente carretero. Dicha revisión se aborda de manera general, enfocándose en los aspectos que se consideraron más importantes, sin embargo, su generalidad sólo se manifestará en cuanto al análisis y diseño estructural se refiere, ya que se hace referencia a los puentes carreteros más comunes en el país; puentes de claro medio, los cuales se especifican más adelante.

### 1.2 ANTECEDENTES

En la actualidad, la mayoría de los puentes carreteros de claro medio en México se constituyen de una manera muy similar, compuesta fundamentalmente por dos partes; subestructura y superestructura.

La superestructura está conformada por todos los componentes que están por encima de los elementos de soporte, entre ellos se encuentran:

- Superficie de rodamiento, que es una capa de asfalto o de concreto sobre la cual circulan los vehículos.
- Losa, cuya principal función es la de distribuir las cargas de manera longitudinal y transversal a lo largo de toda la superficie del puente (Figura 1.2.1).
- Vigas, son los miembros principales del puente y se diseñan para resistir principalmente el trabajo a flexión.

Así mismo, la mayoría de los puentes a los que nos referimos, están hechos con superestructuras de elementos prefabricados de concreto presforzado, como por ejemplo, vigas I tipo AASHTO, vigas cajón, vigas T y doble T, sobre las que se cuela una losa de concreto reforzado.

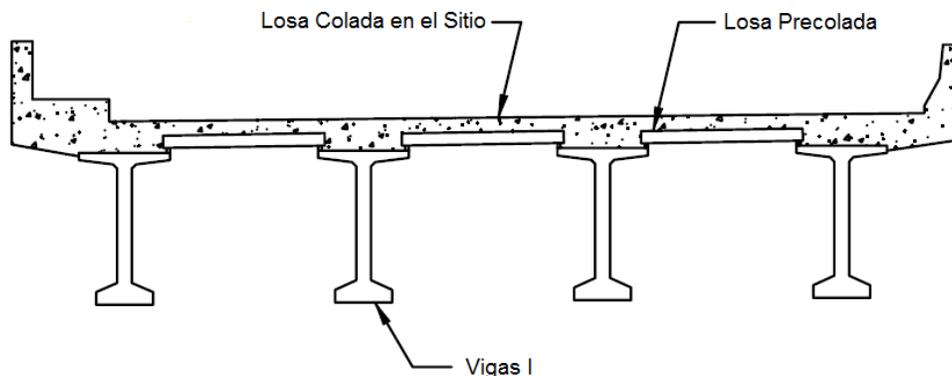


Figura 1.2.1.

Las vigas son el elemento estructural más importante en el diseño del puente y deben diseñarse para resistir solamente las cargas verticales muertas y vivas. Su dimensionamiento se basa en su comportamiento bajo cargas de servicio, comparando los esfuerzos actuantes contra los permisibles. Una vez definida la sección, debe verificarse su comportamiento bajo distintas condiciones, tales como esfuerzos en la transferencia del presfuerzo, encamisado de torones y deflexiones, así como revisar condiciones de resistencia a flexión, cortante y cantidades de acero máximo y mínimo (Figura 1.2.2).

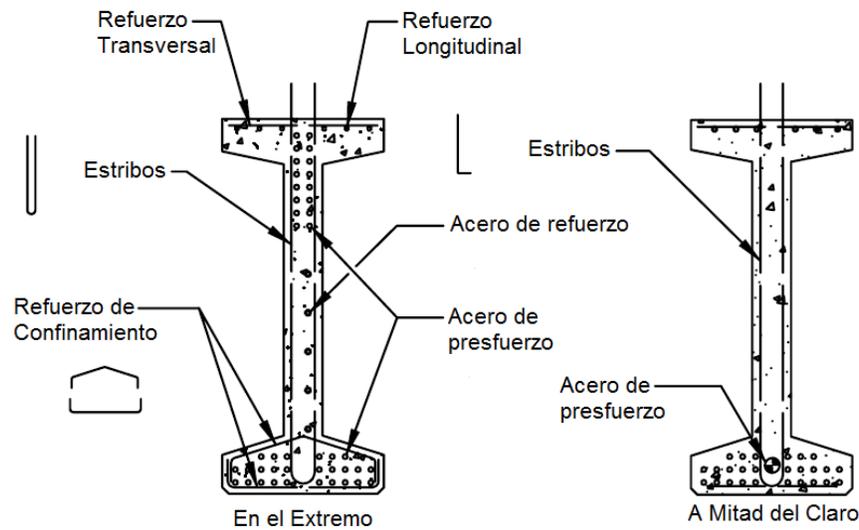


Figura 1.2.2.

La losa de concreto reforzado que se coloca sobre las vigas presforzadas tiene un espesor de 15 a 20cm dependiendo del elemento estructural en que descansa. Ésta losa, además de incrementar la capacidad de la sección, cumple la función de distribuir las cargas vivas uniformemente sobre todas las traveses e impidiendo movimientos relativos entre las vigas, por lo cual, ésta debe estar perfectamente ligada a las traveses. Esto se logra por medio de conectores, que generalmente son los estribos de la trabe.

Además, es casi general el uso de diafragmas para proporcionar rigidez lateral a las traveses y en general, a la superestructura. Los diafragmas consisten en traveses transversales que se ubican en los extremos del puente y en puntos intermedios del mismo (Figura 1.2.3). Los diafragmas extremos unen a las vigas entre sí y con la losa, los diafragmas intermedios impiden desplazamientos relativos laterales entre las traveses principales, garantizando un trabajo en conjunto.

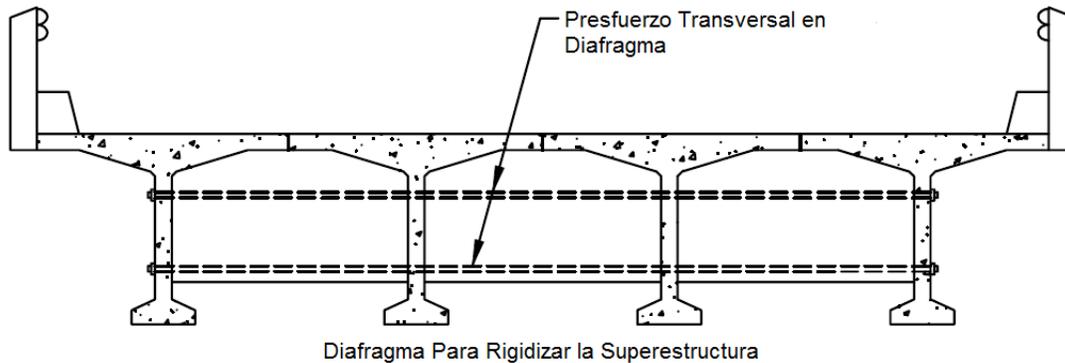


Figura 1.2.3.

La subestructura está formada por todos aquellos elementos en que se sustenta la superestructura, como son los apoyos, columnas, pilas, estribos y cabezales, y cuya función es la de transmitir las cargas a la cimentación.

Las cargas que actúan en una subestructura son las que le transfiere la superestructura más las cargas laterales debidas al sismo, al viento, al empuje de tierras y a corrientes de agua.

Para el tipo de puentes a que nos referimos, las fuerzas generadas por el viento no gobiernan el diseño, ya que son estructuras relativamente de poca altura y pesadas, sin embargo, las fuerzas sísmicas pueden causar colapsos y daños considerables a este tipo de estructuras, por lo que se debe tener especial cuidado en el diseño sísmico de cualquier tipo de puentes.

Cualquiera que sea el método de análisis que se emplee, los puentes se revisan bajo la acción sísmica de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno, cada componente con el 100 por ciento de los efectos en la dirección de análisis más el 30 por ciento en la otra dirección.

Algunas de las soluciones para la subestructura son las siguientes:

- Estribos, cargaderos y caballetes (Apoyos Extremos). Sirven para transmitir la carga desde la subestructura hasta la cimentación y actúan como elementos de retención para contener la tierra de relleno por detrás de ellos.
- Pilas y columnas. Cuando un puente tiene más de un claro, los apoyos intermedios se resuelven por medio de columnas o pilas que reciben a las traveses y que descansan en la cimentación. Dependiendo de las características de la obra, las traveses pueden formar un marco con las columnas para resistir tanto las fuerzas verticales como las horizontales.
- Apoyos. Son los elementos en que descansan las traveses, entre las funciones de los apoyos se encuentran las de transferir las fuerzas de la superestructura a la subestructura, disipar y aislar los desplazamientos de translación y rotación debidos a expansión térmica, contracción por flujo plástico y vibraciones, entre otros. Existen distintas clases de apoyo elaborados con distintos materiales, siendo los más usados los elastoméricos o de neopreno.

- Juntas. Sus principales funciones son: proveer una transición suave entre los módulos del puente que forman la superficie de rodamiento, evitar la filtración de agua y otras sustancias que corroen y oxidan los elementos de la subestructura que se encuentren debajo de la superficie de rodamiento y permitir el desplazamiento longitudinal de la estructura.

Los elementos mencionados anteriormente pueden apreciarse conjuntamente en la Figura 1.2.4.

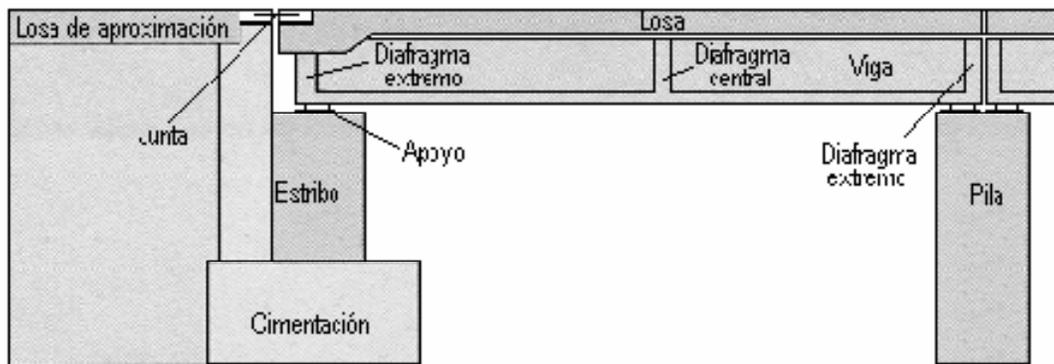


Figura 1.2.4.

### 1.3 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES CARRETEROS

Los puentes pueden clasificarse de muchas maneras, de acuerdo a su tamaño, a su importancia, a su estructuración, a su resistencia lateral, a su geometría, a su material, etcétera. Sin embargo, como se mencionó con anterioridad, los puentes a que nos referiremos son los puentes carreteros de claros medios, por tanto, las definiciones que daremos a continuación son las dadas por las Normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (N-PRY-CAR-6-01-001/01), que los clasifican según su propósito y ubicación. Las definiciones son las siguientes:

- Puente. Estructura con longitud mayor de seis metros, que se construye sobre corrientes o cuerpos de agua y cuyas dimensiones quedan definidas por razones hidráulicas.
- Viaducto. Estructura que se construye sobre barrancas, zonas urbanas u otros obstáculos y cuyas dimensiones quedan definidas por razones geométricas, dependiendo principalmente de la rasante de la vialidad y del tipo de obstáculo que cruce.
- Paso Superior Vehicular (PSV). Estructura que se construye en un cruce de la carretera de referencia por encima de otra vialidad y cuyas dimensiones quedan definidas por las características geométricas y rasantes de ambas vialidades.
- Paso Inferior Vehicular (PIV). Estructura que se construye en un cruce de la carretera de referencia por abajo de otra vialidad y cuyas dimensiones quedan definidas por las características geométricas y rasantes de ambas vialidades.

- Paso Superior de Ferrocarril (PSF). Estructura que se construye en un cruce de la carretera de referencia por encima de una vía de ferrocarril y cuyas dimensiones quedan definidas por las características geométricas y rasantes de la carretera y de la vía.
- Paso Inferior de Ferrocarril (PIF). Estructura que se construye en un cruce de la carretera de referencia por abajo de una vía de ferrocarril y cuyas dimensiones quedan definidas por las características geométricas y rasantes de la carretera y de la vía.

Complementariamente a las definiciones dadas arriba, se presentan las siguientes clasificaciones según el tamaño del puente.

- Alcantarilla. Puentes cuyo claro es menor de seis metros.
- Puentes de claro medio. Puentes cuyo claro es mayor a seis metros pero menor igual de sesenta metros.
- Puentes de grandes claros. Puentes cuyo claro es mayor de sesenta metros.

#### **1.4 NORMATIVIDAD A EMPLEAR**

La normatividad aplicable a los proyectos de puentes carreteros en nuestro país es dictada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.), que en su Libro "Proyecto", en el Tema de Carreteras, parte seis, con Título "Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares", proporciona las especificaciones a las que dichos proyectos deben apegarse.

En cuanto al diseño estructural se refiere, en México no existe una normatividad destinada al diseño de puentes, por lo que en general su diseño se basa en la normatividad desarrollada por la American Association of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.), cuya traducción y adaptación realizada para su aplicación en nuestro país fue llevada a cabo por la S.C.T. en sus Normas Técnicas Para el Proyecto de Puentes Carreteros.

## 2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

### 2.1 DATOS GENERALES DEL PROYECTO

Los datos presentados en todo el Capítulo 2 han sido proporcionados por la S.C.T. y son los que aparecen en la memoria descriptiva del proyecto, de ellos nos hemos auxiliado para tratar de apegar la revisión en la medida de lo posible a las características bajo las cuales se llevo a cabo dicho proyecto.

#### LOCALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Carretera: Durango – Mazatlán  
Tramo: Durango – El Salto  
Origen: Entronque 5 de Mayo, Dgo.

#### GENERALIDADES

El puente denominado “Arrollo Copala” está ubicado en el Kilómetro 22+475.00 y consta de 3 claros, dos extremos de 15.00m de longitud y uno central de 30.00m. Cuenta con un ancho total de 13.06m, y 12.00m de ancho de calzada.

#### CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

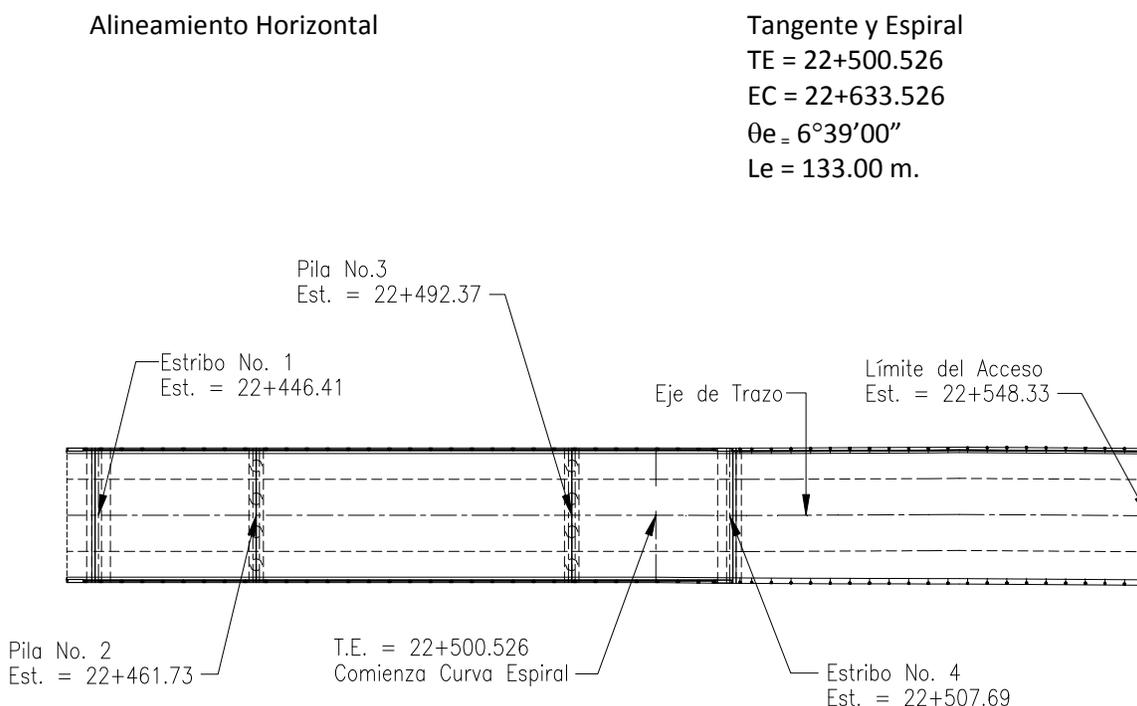


Figura 2.1.1.- Croquis de alineamiento Horizontal

## Alineamiento Vertical

## Curva

PCV = 22+420.00 Elev. = 1945.71m.

PIV = 22+490.00 Elev. = 1946.10m.

PTV = 22+560.00 Elev. = 1948.06m.

Pendiente de Entrada = +0.557%

Pendiente de Salida = +2.08%

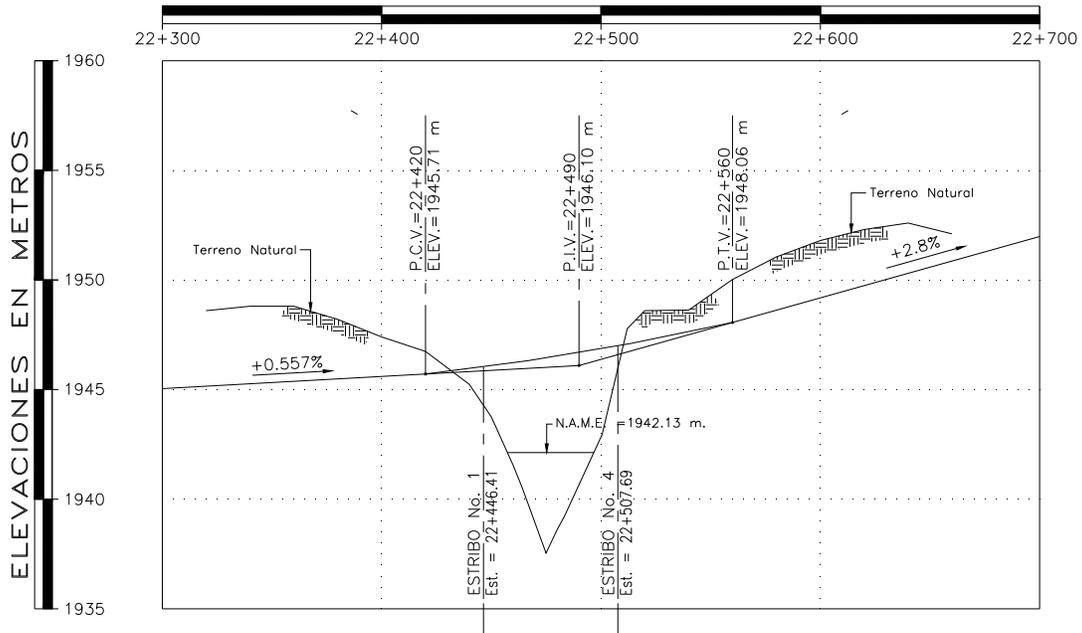


Figura 2.1.2.- Croquis de Alineamiento Vertical.

## 2.2 PROYECTO GEOMÉTRICO

PUNTO CONSIDERADO.	ESTACIÓN	ELEVACIÓN SOBRE RASANTE	PENDIENTE TRANSVERSAL (BOMBEO)	ELEV. DE RASANTE SOBRE PUNTO CONSIDERADO
PAÑO DE LOSA	22+446.41	1946.31	-0.13	1946.18
T - 1	22+446.41	1946.31	-0.11	1946.20
T - 2	22+446.41	1946.31	-0.06	1946.25
T - 3	22+446.41	1946.31	-0.02	1946.29
EJE DE TRAZO	22+446.41	1946.31	0	1946.31
T - 4	22+446.41	1946.31	-0.02	1946.29
T - 5	22+446.41	1946.31	-0.06	1946.25
T - 6	22+446.41	1946.31	-0.11	1946.20
PAÑO DE LOSA	22+446.41	1946.31	-0.13	1946.18

Tabla 2.2.1.- Estaciones y elevaciones de rasante sobre el eje de apoyos en el estribo N° 1.

PUNTO CONSIDERADO.	ESTACIÓN	ELEVACIÓN SOBRE RASANTE	PENDIENTE TRANSVERSAL (BOMBEO)	ELEV. DE RASANTE SOBRE PUNTO CONSIDERADO
PAÑO DE LOSA	22+461.41	1946.48	-0.13	1946.35
T – 1	22+461.41	1946.48	-0.11	1946.37
T – 2	22+461.41	1946.48	-0.06	1946.41
T – 3	22+461.41	1946.48	-0.02	1946.46
EJE DE TRAZO	22+461.41	1946.48	0	1946.48
T – 4	22+461.41	1946.48	-0.02	1946.46
T – 5	22+461.41	1946.48	-0.06	1946.41
T – 6	22+461.41	1946.48	-0.11	1946.37
PAÑO DE LOSA	22+461.41	1946.48	-0.13	1946.35

Tabla 2.2.2.- Estaciones y elevaciones de rasante sobre el eje de apoyos del tramo 1-2 en la pila N° 2.

PUNTO CONSIDERADO.	ESTACIÓN	ELEVACIÓN SOBRE RASANTE	PENDIENTE TRANSVERSAL (BOMBEO)	ELEV. DE RASANTE SOBRE PUNTO CONSIDERADO
PAÑO DE LOSA	22+462.05	1946.49	-0.13	1946.36
T – 1	22+462.05	1946.49	-0.12	1946.37
T – 2	22+462.05	1946.49	-0.09	1946.40
T – 3	22+462.05	1946.49	-0.06	1946.43
T – 4	22+462.05	1946.49	-0.03	1946.46
T– 5 (EJE DE TRAZO)	22+462.05	1946.49	0	1946.49
T – 6	22+462.05	1946.49	-0.03	1946.46
T – 7	22+462.05	1946.49	-0.06	1946.43
T – 8	22+462.05	1946.49	-0.09	1946.40
T – 9	22+462.05	1946.49	-0.12	1946.37
PAÑO DE LOSA	22+462.05	1946.49	-0.13	1946.36

Tabla 2.2.3.- Estaciones y elevaciones de rasante sobre el eje de apoyos del tramo 2-3 en la pila N° 2.

PUNTO CONSIDERADO.	ESTACIÓN	ELEVACIÓN SOBRE RASANTE	PENDIENTE TRANSVERSAL (BOMBEO)	ELEV. DE RASANTE SOBRE PUNTO CONSIDERADO
PAÑO DE LOSA	22+492.05	1946.93	-0.04	1946.89
T – 1	22+492.05	1946.93	-0.03	1946.90
T – 2	22+492.05	1946.93	-0.03	1946.90
T – 3	22+492.05	1946.93	-0.02	1946.91
T – 4	22+492.05	1946.93	-0.01	1946.92
T – 5 (EJE DE TRAZO)	22+492.05	1946.93	0	1946.93
T – 6	22+492.05	1946.93	-0.03	1946.90
T – 7	22+492.05	1946.93	-0.06	1946.87
T – 8	22+492.05	1946.93	-0.09	1946.84
T – 9	22+492.05	1946.93	-0.11	1946.82
PAÑO DE LOSA	22+492.05	1946.93	-0.13	1946.80

Tabla 2.2.4.- Estaciones y elevaciones de rasante sobre el eje de apoyos del tramo 2-3 en la pila N° 3.

PUNTO CONSIDERADO.	ESTACIÓN	ELEVACIÓN SOBRE RASANTE	PENDIENTE TRANSVERSAL (BOMBEO)	ELEV. DE RASANTE SOBRE PUNTO CONSIDERADO
PAÑO DE LOSA	22+492.69	1946.94	-0.03	1946.91
T – 1	22+492.69	1946.94	-0.03	1946.91
T – 2	22+492.69	1946.94	-0.02	1946.92
T – 3	22+492.69	1946.94	-0.01	1946.93
EJE DE TRAZO	22+492.69	1946.94	0	1946.94
T – 4	22+492.69	1946.94	-0.02	1946.92
T – 5	22+492.69	1946.94	-0.07	1946.87
T – 6	22+492.69	1946.94	-0.11	1946.83
PAÑO DE LOSA	22+492.69	1946.94	-0.13	1946.81

Tabla 2.2.5.- Estaciones y elevaciones de rasante sobre el eje de apoyos del tramo 3-4 en la pila N° 3.

PUNTO CONSIDERADO.	ESTACIÓN	ELEVACIÓN SOBRE RASANTE	PENDIENTE TRANSVERSAL (BOMBEO)	ELEV. DE RASANTE SOBRE PUNTO CONSIDERADO
PAÑO DE LOSA	22+507.69	1947.21	-0.03	1947.18
T – 1	22+507.69	1947.21	-0.02	1947.19
T – 2	22+507.69	1947.21	-0.01	1947.20
T – 3	22+507.69	1947.21	0	1947.21
EJE DE TRAZO	22+507.69	1947.21	0	1947.21
T – 4	22+507.69	1947.21	-0.02	1947.19
T – 5	22+507.69	1947.21	-0.06	1947.15
T – 6	22+507.69	1947.21	-0.11	1947.10
PAÑO DE LOSA	22+507.69	1947.21	-0.13	1947.08

Tabla 2.2.6.- Estaciones y elevaciones de rasante sobre el eje de apoyos del estribo N° 4.

## 2.3 DATOS DISPONIBLES

### HIPÓTESIS DE PROYECTO

El diseño de los diferentes elementos estructurales se ha ajustado a las Normas Técnicas Para el Proyecto de Puentes Carreteros (Traducción de las Especificaciones A.A.S.H.T.O. para Puentes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes) en particular a los capítulos siguientes:

Capítulo II.- Cargas.

Capítulo III.- Distribución de Cargas.

Capítulo V.- Proyecto de Elementos de Concreto Reforzado, en su sección de Método de Proyecto por Cargas de Trabajo, Esfuerzos Permisibles.

Capítulo VI.- Elementos de Concreto Reforzado.

El análisis de cargas de los elementos se realizó considerando tres grupos de carga con las combinaciones siguientes:

Grupo I. - C.M. + C.V. + I + E.T. + S + P.C.

Grupo III. - Grupo I + F.L. + F + 0.3V.E + V.C.V. + F.C.

Grupo VII. - C.M. + E.T. + T.T. + S + P.C.

Donde

C.M.- Carga Muerta	F.L.- Fuerzas Longitudinales
C.V.- Carga Viva	F.- Frenaje
I.- Impacto	V.E.- Viento sobre la Estructura
E.T.- Empuje de Tierras	V.C.V.- Viento sobre la Carga Viva
S.- Subpresión	F.C.- Fuerza Centrifuga
P.C.- Presión de Corriente	T.T.- Sismo

Para la determinación del peso de Carga Muerta (C.M.), se consideraron los siguientes pesos volumétricos:

Acero Estructural	7 850 kg/m <sup>3</sup>
Asfalto	2 200 kg/m <sup>3</sup>
Concreto	2 400 kg/m <sup>3</sup>
Tierra Para Relleno	1 600 kg/m <sup>3</sup>

El cálculo de los elementos mecánicos producidos por cargas móviles, se realizó tomando el camión T3-S2-R4 (Ver Capítulo 4 Figura 4.1.1) en las líneas de circulación correspondientes al ancho de calzada que se estipuló en el proyecto y tomando en cuenta la ubicación recomendada en las Normas, así como el número de carriles cargados para producir los máximos esfuerzos en las trabes.

Para el diseño de la losa se consideró el camión HS-20 (Ver Capítulo 3 Figura 3.2.3), ya que presenta la descarga por rueda más desfavorable para producir los máximos esfuerzos sobre la losa.

Para obtener los elementos mecánicos producidos por el empuje de tierras se consideró la teoría de Rankine contemplada en las Normas.

Se adicionó, según las Normas, una sobrecarga de Empuje de Tierras por efecto de Carga Viva de 0.60cm, la cual actúa a una profundidad de 4.00m a partir del nivel de rasante.

Para la obtención de las fuerzas sísmicas, se aplicó el método de la fuerza horizontal estática equivalente, la cual considera afectar la carga muerta por el coeficiente sísmico dividido por el coeficiente de ductilidad.

Para éste caso, según el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad en su última edición (Edición 1993) de Diseño por Sismo, la estructura se ubica en la zona B y a la capacidad de soporte del suelo le corresponde un coeficiente sísmico  $c = 0.14$ , por la estructuración que se está estipulando, le corresponde un coeficiente de ductilidad  $Q = 2$  en el sentido longitudinal y  $Q = 4$  en el sentido transversal, para el sismo que transmite la superestructura a la subestructura le corresponde un coeficiente  $Q = 4$ .

## CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

### Para Losa y Superestructura

Esfuerzo de Ruptura del Concreto	$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad del Concreto	$E_c = 237\,170.8 \text{ kg/cm}^2$
Límite elástico del Acero de Refuerzo	$f_y = 4\,000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad del Acero de Refuerzo	$E_s = 2\,039\,000 \text{ kg/cm}^2$

### Para Trabes Presforzadas Pretensadas

Esfuerzo de Ruptura del Concreto	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad del Concreto	$E_c = 280\,624.3 \text{ kg/cm}^2$
Límite elástico del Acero de Refuerzo	$f_y = 4\,000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad del Acero de Refuerzo	$E_s = 2\,039\,000 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de Ruptura del Acero de Pre-esfuerzo	$L.R. = 19\,000 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo Máximo al Anclar	$0.75L.R. = 14\,250 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad del Acero de Pre-esfuerzo	$E_s = 1\,900\,000 \text{ kg/cm}^2$

### Esfuerzos Permisibles en el Concreto

Compresión en Servicio	$140 \text{ kg/cm}^2$
Compresión en la transferencia	$0.6f'_{ci}$
Tensión	$14.0 \text{ kg/cm}^2$

## 2.4 ESTRUCTURACIÓN

Superestructura.- Formada por tres claros (dos extremos de 15.00m y uno central de 30.00m, Figura 2.4.1), con losa de concreto reforzado de 18cm de espesor, sobre trabes pre-coladas pretensadas A.A.S.H.T.O. Tipo IV, para una carga móvil T3-S2-R4 (Ver Capítulo 4 Figura 4.1.1), en dos carriles de circulación.

Subestructura.- Formada por dos estribos extremos de concreto reforzado cimentados superficialmente con capacidad resistente de 40 Ton/m<sup>2</sup>, y dos pilas intermedias de concreto reforzado con cimentación profunda y capacidad resistente de 180 Ton/pila.

Parapeto.- Parapeto de acero para calzada según proyecto Tipo N° T-34.3.1

Guarnición.- Guarnición Tipo II sobre losa según proyecto Tipo N° T-33.1.1

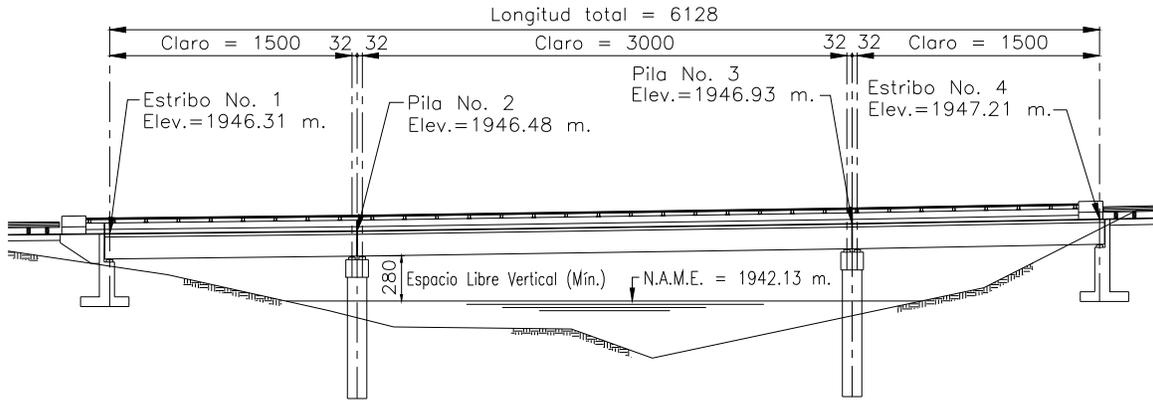


Figura 2.4.1.- Corte en Elevación por el Eje de Trazo.

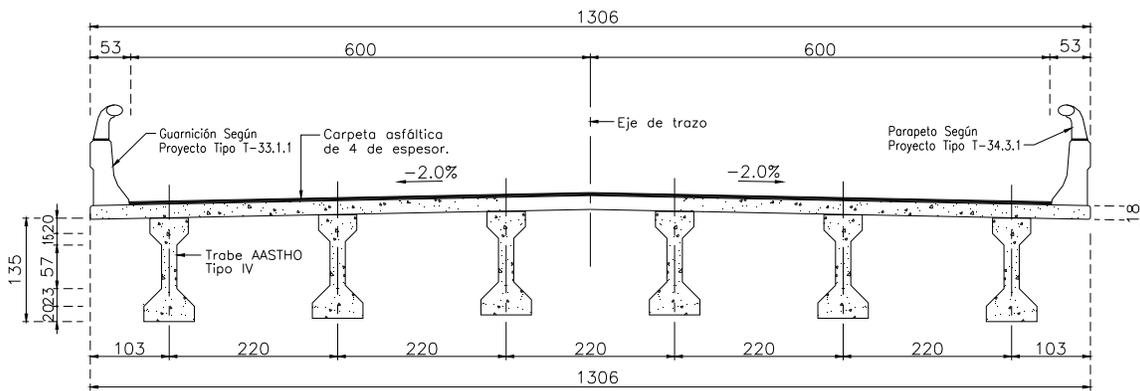


Figura 2.4.2.- Sección Transversal en Claros Extremos.

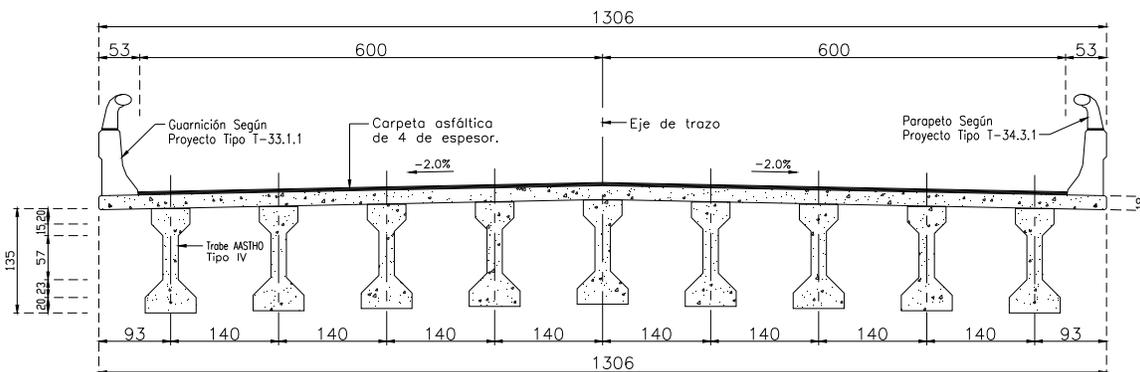


Figura 2.4.3.- Sección Transversal en Claro Central.

### **3 REVISIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE**

#### **3.1 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO DE LA S.C.T.**

Las siguientes definiciones y clasificaciones se encuentran especificadas en las Normas de la S.C.T (Edición 2001), en su libro Proyecto, en el Tema Carretera Parte 6 Título 01, en los Capítulos 003, 004, 005, 006 y 007. Sin embargo, sólo se hace referencia a las acciones aplicables al proyecto en particular.

A pesar de que en el proyecto no se utilizaron las especificaciones siguientes, ya que se utilizaron las Normas Técnicas Para el Proyecto de Puentes Carreteros (Traducción de las Especificaciones A.A.S.H.T.O. para Puentes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes) como se menciona en el capítulo anterior, se considera ejemplificativa su inclusión, ya que así puede hacerse una comparativa entre dichas reglamentaciones. Se podrá observar que la diferencia más notable es la referente a la carga viva, los modelos de carga viva que se presentan a continuación (Modelos IMT, Figuras 3.1.1 a 3.1.6), producen solicitaciones mayores a las producidas por los modelos de carga viva utilizados en diseño del proyecto (Camión T3-S2-R4, Figura 4.1.1 Capítulo 4), sin embargo, contrario a lo que se podría esperar, el uso de dichos modelos para el diseño no es muy común dentro de la misma Secretaría.

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

#### **CARGAS PERMANENTES (N-PRY-CAR-6-01-003-01)**

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

- Cargas Muertas
- Empujes de Tierras
- Empujes Hidrostáticos

#### **CARGAS VARIABLES**

Las cargas variables son las que tienen una variación considerable 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 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 los pasos inferiores de ferrocarril, los rieles, durmientes, balasto y accesorios. En la determinación de las cargas permanentes se considera lo siguiente:

- a) En el diseño de la superestructura también se consideran como carga muerta el peso del relleno de las excavaciones para su construcción y el peso de terraplenes que graviten sobre la cimentación.
- b) Cuando sea necesario colocar una carpeta asfáltica en la calzada de la estructura y exista la posibilidad de que durante su operación se coloquen sobrecarpetas, para el diseño de la superestructura, la carga muerta de la carpeta se determina se considerando un incremento en el espesor de dicha carpeta asfáltica.
- c) Es conveniente evitar la colocación de carpetas asfálticas sobre los puentes y estructuras similares, procurando que la superficie superior del concreto de las losa de calzada sea la superficie de rodamiento. En este caso si se prevé que la estructura estará sometida al tránsito pesado, se incrementa el recubrimiento de la parrilla superior del acero de refuerzo de las losas, en cero coma cinco (0,5) centímetros por encima del recubrimiento normal y este sobre espesor se considera como capa de desgaste.
- d) Para el cálculo de la carga muerta de materiales de uso común, que se muestran en la Tabla 3.1.1. En el caso de materiales no incluidos en esta tabla, el peso volumétrico nominal se determina mediante un estudio estadístico de los pesos volumétricos obtenidos de muestras del material y será igual al valor que tenga una probabilidad de no ser excedido del dos (2) por ciento.

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

Tabla 3.1.1.- Peso Volumétrico de materiales de uso común

### EMPUJES DE TIERRAS

Los elementos estructurales que retienen rellenos, se calculan para restringir 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:

- a) La presión mínima a considerar en el diseño, es la equivalente a la que produciría un líquido con peso volumétrico de cuatro coma siete (4,7) kiloNewton por metro cúbico (480 kg/m<sup>3</sup>).
- b) En las secciones de marcos rígidos, donde el empuje de tierras resulte favorable, para determinar los elementos mecánicos de diseño se considera una reducción de cincuenta (50) por ciento del empuje calculado.
- c) 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 de sobrecarga por carga viva.

### EMPUJES HIDROSTÁTICOS

En el diseño de los elementos estructurales que retienen rellenos, se considera la acción del empuje hidrostático suponiendo saturado el relleno. Esta acción puede despreciarse si se prevé la inclusión de elementos para el drenaje total del relleno en el respaldo de la estructura, mediante drenes de tubos, capas de piedra quebrada o grava, y/o tubos perforados.

## CARGAS VIVAS

Las cargas vivas son las debidas al peso de las cargas móviles aplicadas que corresponden a los camiones, autobuses, automóviles, equipos para construcción y trabajos agrícolas, ciclistas, peatones, ganado y, en pasos inferiores de ferrocarril, al tren. En casos especiales, la Secretaria 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:

- 1) Ubicación de las cargas vivas vehiculares en los carriles de circulación
  - a) El número de carriles a considerar en el diseño de la estructura, se determina dividiendo el ancho de calzada entre tres coma cinco (3,5) metros, redondeando el resultado a la unidad inferior. No se utilizan en el diseño fracciones de carril. Cuando se trate 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.
  - b) 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.
  - c) 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.
  - d) En el caso de banquetas que no estén separadas de la calzada por un parapeto vehicular, se considera como condición extraordinaria, la posibilidad de que una rueda sobre la banqueta se acerque treinta (30) centímetros a la cara de la guarnición.
  
- 2) Modelos de cargas vivas vehiculares

Para los análisis longitudinal y transversal o tridimensional de la superestructura, se consideran los modelos de cargas vivas debidas a los vehículos que se indican a continuación:

- a) Modelo IMT 66.5  
Aplicables a estructuras que se proyecten para carreteras de los tipos ET, A, B y C, 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, así como para las autopistas, que son carreteras de los tipos ET y A, con accesos controlados.
- b) Modelo IMT 20.5  
Aplicables a estructuras que se proyecten para carreteras tipo 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, así como para caminos rurales.

Estos modelos de cargas son virtuales, únicamente con fines de análisis estructural y no representan un vehículo real.

3) Modelos de cargas vivas vehiculares para el análisis longitudinal

a) Modelo IMT 66.5

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 muestra en la Figura 3.1.1. Para carreteras tipo C, 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, esas cargas deben multiplicarse por un factor de reducción de nueve decimos (0,9).

$$\begin{aligned}P_1 &= 49 \text{ kN (5 t)} \\P_2 &= 235 \text{ kN (24 t)} \\P_3 &= 368 \text{ kN (37,5 t)}\end{aligned}$$

Para claros iguales o mayores de noventa (90) metros

— —

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

—————

Donde:  $w$  = carga uniformemente distribuida, (kN/m)  
 $L$  = longitud del claro (m)

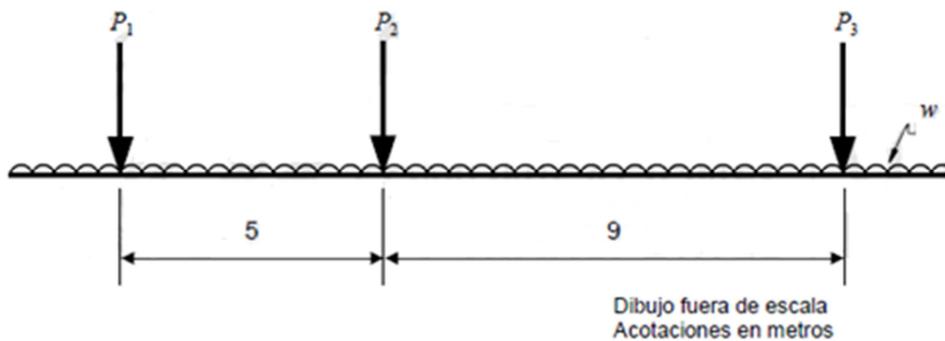


Figura 3.1.1.- Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5, para el análisis longitudinal de puentes y estructuras similares, con claros iguales o mayores de 30m.

Para claros menores de treinta (30) metros,  $w = 0$  y  $P_2$  se divide en dos (2) cargas iguales de ciento dieciocho kiloNewton (12 t) y  $P_3$  se divide en tres cargas iguales de ciento veintitrés (123) kiloNewton (12,5 t), en ambos casos, espaciadas uno coma dos (1,2) metros, como se muestra en la Figura 3.1.2.

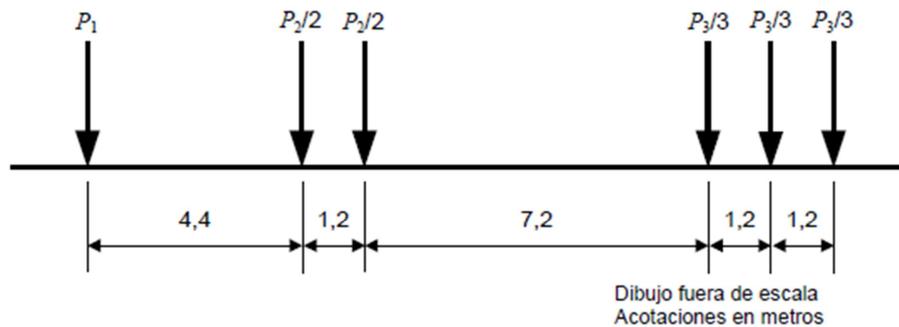


Figura 3.1.2.- Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5, para el análisis longitudinal de puentes y estructuras similares, con claros menores de 30m.

b) Modelo IMT 20.5

Este modelo de cargas vivas para el análisis longitudinal del claros iguales o mayores de quince (15) metros, consiste en dos cargas concentradas ( $P_4$ ,  $P_5$ ) y una carga uniformemente distribuida ( $w'$ ), con los valores que enseguida se indican y distribuidas como se muestra en la Figura 3.1.3.

$$P_4 = 25 \text{ kN (2,5 t)}$$

$$P_5 = 177 \text{ kN (18 t)}$$

$$w' = 8,8 \text{ kN/m (0,9 t/m)}$$

Si el claro es menor de quince (15) metros,  $P_5$  se divide en dos cargas iguales de ochenta y ocho (88) kiloNewton cada una (9 t), espaciadas uno coma dos (1,2) metros, como se muestra en la Figura 3.1.4 y la carga distribuida  $w'$  se toma como:

Donde:  $w'$  = Carga uniformemente distribuida, (kN/m)  
 $L$  = Longitud del claro, (m)

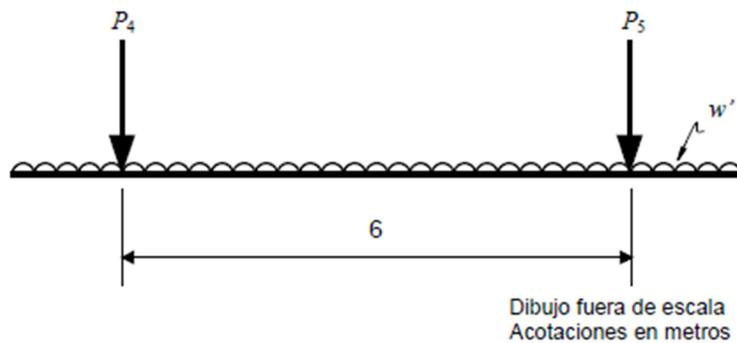


Figura 3.1.3.- Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 20.5, para el análisis longitudinal de puentes y estructuras similares, con claros iguales o mayores de 15m.

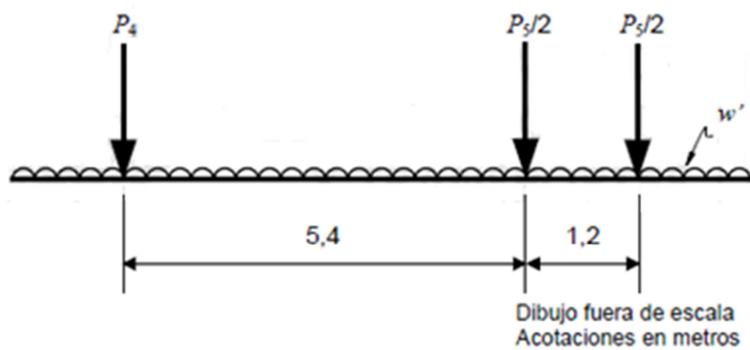


Figura 3.1.4.- Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5, para el análisis longitudinal de puentes y estructuras similares, con menores de 30m.

Cuando por crecimiento esperado del volumen de tránsito, se prevea una mejora de las características físicas y geométricas de la carretera Tipo D o del camino rural, cambiando su clasificación, la Secretaría puede ordenar que el análisis longitudinal de la superestructura se ejecute como si se tratara de una estructura sujeta a tránsito pesado, utilizando el modelo descrito en el inciso a) de este párrafo.

#### 4) Modelos de cargas vivas vehiculares para el análisis transversal o tridimensional

Cuando es aplicable la carga uniformemente distribuida  $w$  o  $w'$ , según se indica en los incisos a) y b) del párrafo anterior, respectivamente, en los modelos de cargas vivas vehiculares IMT 66.5 y IMT 20.5, para el análisis transversal o tridimensional de la superestructura, dicha carga se distribuye en un ancho de tres (3) metros. Para vigas de claros continuos, se aplica únicamente en aquellos claros en que produce efectos desfavorables en el elemento que se calcule.

Estos modelos comprenden las cargas concentradas aplicadas sobre la superficie de rodamiento, cuyas magnitudes y distribuciones en planta se muestran en las Figuras 3.1.5 y 3.1.6, según se trate de estructuras sujetas a tránsito pesado o ligero, conforme lo señalado en el párrafo antes mencionado, respectivamente.

Las cargas se pueden considerar concentradas en los centros de las áreas sombreadas que se indican en dichas figuras o repartidas en esas áreas. En ningún caso se consideran porciones de las cargas concentradas, a menos que físicamente algunas de ellas se salgan de la estructura.

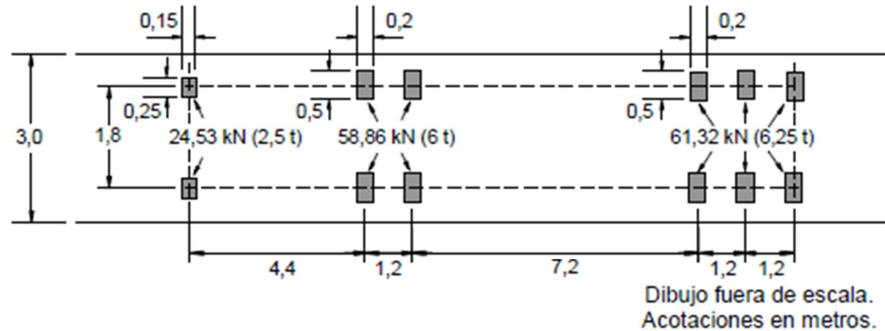


Figura 3.1.5.- Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5, para el análisis transversal o tridimensional de puentes y estructuras similares.

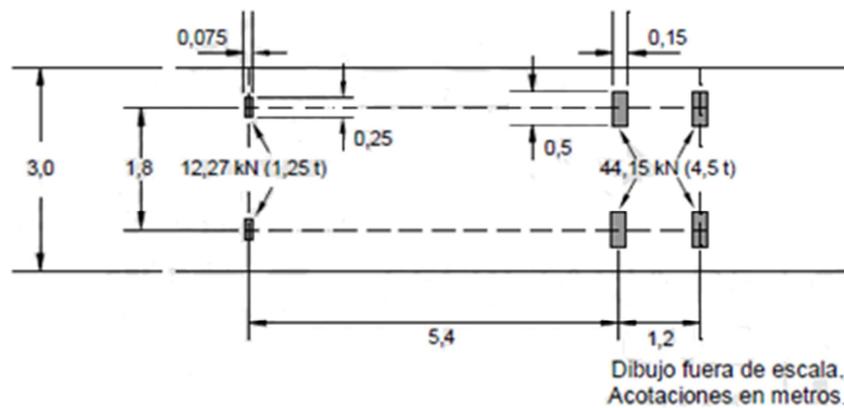


Figura 3.1.6.- Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 20.5, para el análisis transversal o tridimensional de puentes y estructuras similares.

##### 5) Factores 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 3.1.2.

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

Tabla 3.1.2.- Factores de reducción en carriles múltiples

## 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 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, baches o pequeños 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.

En los estribos, muros de retención, pilotes que no sean de acero o concreto y estructuras de madera, no se considera el efecto del impacto.

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

- Setenta 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 66.6.

A las cargas  $w$  y  $w'$  de los modelos IMT 66. 5 e IMT 20.5 respectivamente, se les aplicará el mismo porcentaje por concepto del impacto que corresponda al número de ejes con el que se define el elemento mecánico por carga viva.

Cuando la carga viva produzca reacción negativa en un dispositivo de apoyo, para el diseño de los elementos de anclaje se duplica el porcentaje de impacto definido según los párrafos anteriores.

## **CARGAS EVENTUALES**

### **FRENAJE**

El efecto del frenaje de los vehículos, se considera como una fuerza horizontal en el sentido longitudinal de la estructura, aplicada a uno coma ocho (1,8) metros sobre la rasante y con un valor equivalente al cinco (5) por ciento de la carga viva vehicular actuante en todos los carriles con el tránsito en la misma dirección, sin incluir los efectos del impacto y de la fuerza centrífuga, pero aplicando los factores de reducción que se indican en la Tabla 3.1.2, según el número de carriles.

### **FRICCIÓN**

El efecto de fricción que se genera en los dispositivos de apoyo al contraerse o dilatarse la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se considera como una fuerza horizontal en el sentido longitudinal de la estructura, aplicada en esos dispositivos. En el caso de apoyos elásticos (neopreno) debe revisarse la resistencia al corte por el efecto de esa fuerza. De ser necesario, los valores máximo y mínimo del coeficiente de fricción se pueden determinar mediante pruebas físicas. Debe tomarse en cuenta el efecto de la humedad y la posible degradación o contaminación en la superficie de deslizamiento o de rotación.

### **VIENTO (N-PRY-CAR-6-01-004-01)**

#### **Definición y clasificación**

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

◦ Empujes estáticos.- Causados por presiones y succiones del flujo del viento cuya variación con el tiempo es despreciable.

◦ Empujes dinámicos.- Son fuerzas paralelas al flujo principal causadas por la turbulencia del viento y cuya fluctuación en función del tiempo influye de manera significativa en la respuesta estructural.

◦ Vibraciones transversales al flujo.- Causadas por vórtices generados por la presencia de cuerpos cilíndricos o prismáticos dentro del flujo del viento.

◦ Inestabilidad aerolástica.- Es la amplificación dinámica de la respuesta estructural causada por los efectos combinados de la forma geométrica de la estructura y de los distintos ángulos de incidencia del viento.

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:

1) Según su importancia

a) 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 ET4 y A, con accesos controlados.

b) Tipo B

Puentes y estructuras similares ubicados en o sobre carreteras de dos carriles, de los Tipos ET2, A2 y 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.

c) 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.

2) Según su respuesta a la acción del viento

a) Tipo 1v

Estructuras poco sensibles a los efectos 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).

b) Tipo 2v

Estructuras con periodos propios largos de vibración, sensibles a los efectos 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).

c) 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.

d) Tipo 4v

Estructuras susceptibles de presentar problemas de inestabilidad aerolástica, 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.

- Método simplificado
- Método estático
- Método dinámico
- Métodos experimentales

Solo se menciona el método empleado para el puente en cuestión.

### **Método simplificado**

Este método es aplicable a estructuras comunes que, según su respuesta a la acción del viento, son Tipo 1v, sin cables que la soporten, con una altura de rasante menor o igual de diez (10) metros sobre el nivel más bajo del terreno que cruzan o, en su caso, sobre el nivel de aguas de construcción (NAC), y con un claro máximo de cincuenta (50) metros, además de cumplir con una relación de aspecto menor o igual de treinta (30).

En este caso, la fuerza del viento se toma como el producto del área expuesta de la estructura ( $A_z$ ) por la presión de diseño que se obtiene para una velocidad de diseño del viento de ciento sesenta (160) kilómetros por hora, considerando lo siguiente:

### **Viento sobre la superestructura**

La presión de diseño se considera uniformemente distribuida, actuando horizontal y perpendicularmente al eje longitudinal de la superestructura, con una intensidad de:

- Para armaduras y arcos  $3679 \text{ Pa (} 375 \text{ kg/cm}^2\text{)}$
- Para traveses y vigas  $2453 \text{ Pa (} 250 \text{ kg/cm}^2\text{)}$

En el caso de armaduras, la fuerza del viento no será menor de cuatro coma cuarenta y dos (4,42) kiloNewton por metro (450 kg/m) en el plano de la cuerda de barlovento, ni de dos coma veintiuno

(2,21) kiloNewton por metro (225 kg/m) en el plano de la cuerda de sotavento. Para traveses y vigas, en ningún caso la fuerza del viento será menor de cuatro coma cuarenta y dos (4,42) kiloNewton por metro (450 kg/m).

Para ciertas combinaciones de carga, dichas fuerzas se pueden reducir en un setenta (70) por ciento y se añade una fuerza del viento de uno coma cuarenta y siete (1,47) kiloNewton por metro (150 kg/m), actuando horizontalmente a noventa (90°) grados respecto al eje longitudinal de la estructura y a una altura de uno coma ochenta (1,80) metros sobre la rasante.

### Viento sobre la subestructura

Las fuerzas que actúan sobre la superestructura son las aplicadas directamente a ella y las que le transmite la subestructura.

### Fuerzas transmitidas de la superestructura a la subestructura

Las fuerzas longitudinal y transversal transmitidas por la superestructura a la subestructura, para diferentes ángulos de esviajamiento ( $\theta$ ) de la dirección del viento, se calculan con las presiones de diseño, transversal y longitudinal, que se indican en la Tabla 3.1.3. El ángulo de esviajamiento se mide entre la normal al eje longitudinal de la estructura y la dirección supuesta para el viento. La presión transversal actúa en dirección normal al eje longitudinal de la estructura y la presión longitudinal en dirección paralela.

Las fuerzas longitudinal y transversal actúan simultáneamente a la altura del centro de gravedad del área expuesta de la superestructura, la que es la proyección vertical en un alzado según el eje longitudinal de la misma.

Para ciertas combinaciones dichas fuerzas se reducen en un setenta (70) por ciento y se añade la fuerza de viento sobre la carga viva que se indica en la Tabla 3.1.4, según el ángulo de esviajamiento ( $\theta$ ) supuesto, actuando a una altura de uno coma ochenta (1,80) metros sobre la rasante.

Esviajamiento $\theta$ (grados)	Armaduras		Vigas	
	Presión transversal Pa (kg/m <sup>2</sup> )	Presión longitudinal Pa (kg/cm <sup>2</sup> )	Presión transversal Pa (kg/m <sup>2</sup> )	Presión longitudinal Pa (kg/cm <sup>2</sup> )
0	3 679(375)	0	2 453(250)	0
15	3 434(350)	589(60)	2 158(220)	294(30)
30	3 188(325)	1 373(140)	2 011(205)	589(60)
45	2 305(235)	2 011(205)	1 619(165)	785(80)
60	1 177(120)	2 453(250)	834(85)	932(95)

Tabla 3.1.3.- Presiones de diseño para la transmisión del viento de la superestructura a la subestructura.

Esviajamiento $\theta$ (grados)	Fuerza transversal kN/m (kg/m)	Fuerza longitudinal kN/m (kg/m)
0	1,47 (150)	0
15	1,30 (132)	0,18 (18)
30	1,21 (123)	0,35 (36)
45	0,98 (100)	0,96 (98)
60	0,49 (50)	0,56 (57)

Tabla 3.1.4.- Fuerzas del viento sobre la carga viva para la transmisión de fuerzas de la superestructura a la subestructura

Para estructuras comunes cuya superestructura está formada por losas y vigas, con un claro máximo de cuarenta (40) metros, en lugar de las fuerzas y presiones indicadas en las tablas 3.1.3 y 3.1.4, se pueden aplicar las siguientes fuerzas y presiones, que actúan simultáneamente:

a) Presión de diseño sobre la superestructura

- Transversal 2453 Pa (250 kg/cm<sup>2</sup>)
- Longitudinal 589 Pa (60 /cm<sup>2</sup>)

b) Fuerza de viento sobre la carga viva

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

**Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura**

La presión de diseño se considera de mil novecientos sesenta y dos Pascales (200 kg/cm<sup>2</sup>). Para direcciones del viento que actúen esviajadas respecto a la subestructura, la presión se descompone en dos, una longitudinal y la otra transversal, cada una de ellas actúa sobre el área expuesta de la subestructura en la que incide normalmente y ambas actúan simultáneamente. El ángulo de esviajamiento ( $\theta$ ) debe corresponder a la dirección supuesta para el viento, que produzca las máximas solicitaciones en la subestructura.

**SISMO (N-PRY-CAR-6-01-005-01)**

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:

1) Según su importancia

a) 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 ET4 y A, con accesos controlados.

b) Tipo B

Puentes y estructuras similares ubicados en o sobre carreteras de dos carriles, de los Tipos ET2, A2 y 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.

c) Tipo C

Estructuras secundarias de corta duración, tales como señales, postes para alumbrado, soportes de instalaciones y anuncios publicitarios, entre otros; y los elementos secundarios de las estructuras tipos A y B, como sus parapetos. En general, las estructuras Tipo C no son sujetas al diseño sísmico, salvo que su falla pueda ocasionar daños en estructuras de los Tipos A o B, en tal caso se diseñarán como estructuras Tipo B.

2) Según su comportamiento sísmico

a) Tipo 1s

Estructuras regulares en las cuales la superestructura está formada por tramos libremente apoyados o continuos de armaduras, losas, losas sobre trabes, vigas de calón de acero, concreto o mixtas y que cumplen además con los siguientes requisitos:

- Con menos de seis (6) claros si son continuos.
- Con eje longitudinal recto o curva reducida.
- Con esviajamiento menor de quince (15°) grados.
- Sin cambios bruscos en la rigidez y masa de los elementos sucesivos de la superestructura y subestructura, exceptuando estribos.
- Con claro máximo menor o igual que cuarenta (40) metros y ancho de calzada hasta de treinta (30) metros.

b) Tipo 2s

Estructuras que no cumplan alguno(s) de los requisitos de las estructuras Tipo 1s, pero con superestructuras del Tipo B, con claros hasta de ciento cincuenta (150) metros.

c) Tipo 3s

Estructuras especiales de grandes dimensiones, con claros mayores de ciento cincuenta (150) metros, o con sistemas estructurales poco comunes.

d) Tipo 4s

Estructuras de grandes dimensiones o con estructuración poco usual, con periodo de vibración (T) mayor de tres (3) segundos, o ubicadas en sitios de alto riesgo sísmico por su proximidad a una falla activa o por sus características geológicas poco comunes.

### 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.

### Regionalización Sísmica

Desde el punto de vista del riesgo sísmico, el territorio de la República Mexicana se divide en cinco zonas sísmicas que se muestran en el mapa de la Figura 3.1.7, donde la zona A corresponde a la de menor riesgo sísmico y la zona D a la mayor riesgo. La zona E comprende al Distrito Federal y los municipios de Estado de México conurbados con la ciudad de México.



Figura 3.1.7.- Regionalización sísmica de la República Mexicana.

## **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 semirrígidas, 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:

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

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

### **Método Simplificado**

Este método es aplicable a estructuras que, según su comportamiento sísmico, son del Tipo 1s. El análisis se realiza en dos direcciones horizontales ortogonales, considerando para cada una de ellas el efecto de una fuerza horizontal equivalente (S) independiente, aplicada en el centro de gravedad de la estructura. Dicha fuerza horizontal se determina mediante la siguiente Expresión:

Donde:

$S$  = Fuerza horizontal equivalente, (kN)

$c$  = Ordenada máxima del espectro sísmico correspondiente a la zona sísmica donde se ubique la estructura y el tipo de suelo en que se desplantará, y que se obtiene de la Tabla 3.1.5.

$Q$  = Factor de comportamiento sísmico, que se obtiene como se indica más adelante. (Adimensional)

$W$  = Peso de la estructura, (kN)

La relación  $c/Q$  no debe ser menor que la ordenada al origen del espectro sísmico correspondiente ( $a_0$ ), que se obtiene de la Tabla 3.1.5, según la zona sísmica donde se ubique la estructura y el tipo de suelo en que se desplantará.

### Espectros Sísmicos

Para cualquier método que se utilice en la determinación de las cargas de las estructuras, debidas a la acción de los sismos, excepto el experimental, es necesario utilizar el espectro sísmico correspondiente a la zona sísmica donde se ubique la estructura y al tipo de suelo donde se desplantará como el mostrado en la Figura 3.1.8, que muestra la variación de la ordenada ( $a$ ) correspondiente a la relación de la aceleración del sismo entre la de la gravedad, para sus diferentes periodos de vibración ( $T$ ). Los valores de la ordenada al origen ( $a_0$ ), de la ordenada máxima ( $c$ ) y de los periodos de vibración, inferior ( $T_a$ ) y superior ( $T_b$ ) del intervalo de resonancia del espectro, para estructuras del Tipo B, las diferentes zonas sísmicas de la República Mexicana y los distintos tipos de suelos, se proporcionan en la Tabla 3.1.5. Para estructuras del Tipo A, los valores de  $a_0$  y de  $c$ , se multiplican por un factor de importancia de uno coma cinco (1,5).

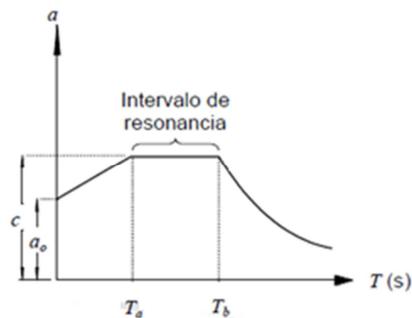


Figura 3.1.8.- Espectro sísmico característico

Zona sísmica	Tipo de suelo	$a_0$	$c$	$T_a$ (s)	$T_b$ (s)	$r$
A	I	0,02	0,08	0,20	0,60	$\frac{1}{2}$
	II	0,04	0,16	0,30	1,50	$\frac{2}{3}$
	III	0,05	0,20	0,60	2,90	1
B	I	0,04	0,14	0,20	0,60	$\frac{1}{2}$
	II	0,08	0,30	0,30	1,50	$\frac{2}{3}$
	III	0,10	0,36	0,60	2,90	1
C	I	0,09	0,36	0,20	0,60	$\frac{1}{2}$
	II	0,13	0,50	0,30	1,40	$\frac{2}{3}$
	III	0,16	0,64	0,60	1,90	1
D	I	0,13	0,50	0,20	0,60	$\frac{1}{2}$
	II	0,17	0,68	0,30	1,20	$\frac{2}{3}$
	III	0,21	0,86	0,60	1,70	1
E	I	0,04	0,16	0,20	0,60	$\frac{1}{2}$
	II	0,08	0,32	0,30	1,50	$\frac{2}{3}$
	III	0,10	0,40	0,60	3,90	1

Tabla 3.1.5.- Valores característicos del espectro sísmico para estructuras Tipo B.

La ordenada (a) para cualquier periodo de vibración (T) en el espectro sísmico, está definida por las siguientes expresiones:

$$\text{Si } 0 < T < T_a; \quad a = a_0 + \frac{c-a_0}{T_a} T$$

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

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

Donde:

$r$  = Exponente adimensional que se obtiene de la Tabla 3.1.5, según la zona sísmica donde se ubique la estructura y el tipo de suelo en que se desplante.

### 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 secretaría. A falta de esos estudios se pueden emplear los valores que se indican en la Tabla 3.1.6, de acuerdo con las características de la estructura por proyectar y según las fuerzas por determinar.

### Cálculo de Desplazamiento

Los factores de reducción Q o Q', son aplicables a la determinación de fuerzas estáticas equivalentes a partir de las cuales se obtienen los elementos mecánicos, pero para la determinación de los desplazamientos sísmicos el valor de ambos factores se considera igual que uno (1); debiendo proporcionarse a la estructura la capacidad de tomar el desplazamiento así calculado; en caso contrario el análisis debe incluir los efectos correspondientes.

### Combinación de Efectos Sísmicos

Los efectos sísmicos calculados, suponiendo que cada fuerza equivalente actúa en la respectiva dirección de cada uno de dos ejes ortogonales de la estructura, se combinan para evaluar el efecto total, de la siguiente manera:

$$S_t = S_x + 0,3S_y$$

$$S_t = S_y + 0,3S_x$$

Donde:

$S_t$  = Efecto sísmico de diseño

$S_x$  = Efecto sísmico considerando que el sismo actúa únicamente en la dirección x

$S_y$  = Efecto sísmico considerando que el sismo actúa únicamente en dirección y, ortogonal a x.

Normalmente los ejes "x" y "y" corresponden al eje longitudinal de la estructura y al transversal, respectivamente. En la determinación de la fuerza equivalente en cada dirección se toman los valores del periodo de vibración (T) y del factor de comportamiento (Q) correspondiente.

De las dos combinaciones indicadas, se selecciona para diseño la más desfavorable.

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	Q
<ul style="list-style-type: none"><li>· Estructuras cuya superestructura forma un marco dúctil con los elementos de la subestructura, ya sean de concreto reforzado, presforzado o acero estructural</li><li>· Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, cuando la primera se apoya libremente en dispositivos de neopreno.</li><li>· Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura en elementos formados por marcos dúctiles.</li></ul>	4
<ul style="list-style-type: none"><li>· Estructuras en las que la fuerza sísmica es resistida por una sola columna o pila continua con el tablero de la superestructura.</li><li>· Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, si los dispositivos de apoyo ya no existen o son de otro tipo diferente al neopreno.</li><li>· Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura en elementos tipo muro o en columnas aisladas de concreto reforzado.</li></ul>	2
<ul style="list-style-type: none"><li>· Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura en elementos de mampostería</li></ul>	1

Tabla 3.1.6.- Valores del factor de comportamiento sísmico Q.

### COMBINACIONES DE CARGAS (N-PRY-CAR-6-01-006-01)

Las combinaciones de cargas para diseño, son el conjunto de cargas permanentes, variables y eventuales, y que se agrupan dependiendo de la probabilidad de 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 ocurrencia simultánea.

## GRUPOS DE CARGAS

Los elementos de la estructura o de la cimentación sobre la que se apoye, se diseñarán 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 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 permanentes 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 de cargas eventuales ( $CE_N$ ):

$\beta_{VE} VE + \beta_{VCV} VCV + \beta_S S + \beta_{FL} FL + \beta_{ACT} (A + C + T) + \beta_{PL} PL + \beta_{SP} SP$

Donde:

CM = Carga muerta

ET = Empuje de tierra

V = Carga viva

I = Impacto

FC = Fuerza centrífuga

VE = Viento sobre la estructura

VCV = Viento sobre la carga viva

S = Sismo

PL = Empuje dinámico del agua

SP = Subpresión

FL = Frenaje

A = Acortamiento de arcos

C = Efecto de la contracción por fraguado

T = Efecto de temperatura

$\beta_{CM}$ ,  $\beta_{ET}$ ,  $\beta_V$ ,  $\beta_{FC}$ ,  $\beta_{VE}$ ,  $\beta_{VCV}$ ,  $\beta_S$ ,  $\beta_{FL}$ ,  $\beta_{ACT}$ ,  $\beta_{PL}$  y  $\beta_{SP}$  son coeficientes que se aplican a cada una de las cargas y acciones, que consideran la probabilidad de su ocurrencia simultánea, cuyos valores se obtienen de la Tabla 3.1.7, según el grupo de carga que se considere.

Cuando el diseño se realice por el método de cargas de trabajo, se atenderá lo siguiente:

Los esfuerzos admisibles de los elementos por diseñar, se multiplican por el factor de incremento de esfuerzos admisibles ( $F_{EA}$ ) que se muestra en la Tabla 3.1.7, según el grupo de cargas considerado, salvo en los casos de los grupos II y III, en los que interviene el viento.

Cuando se trate de elementos estructurales o conexiones en que los elementos mecánicos de diseño sean causados exclusivamente por la acción del viento, en cuyo caso no se incrementan los esfuerzos admisibles.

En el grupo I, cuando se revise el diseño de la losa de calzada bajo el supuesto de que una carga de rueda actúa sobre la banqueta a una distancia de treinta (30) centímetros de la cara del parapeto o de la guarnición del lado de la calzada, los esfuerzos admisibles se incrementan multiplicándolos por un factor de incremento de esfuerzos admisibles  $F_{EA}$  de uno coma cinco (1,5).

El valor del coeficiente  $\beta_{ET}$  es en general igual que uno (1), excepto para marcos rígidos, en los que se aplica con un valor de cero coma cinco (0,5), para aquellos elementos en los que el empuje de tierras sea favorable.

Cuando el diseño se realice por el método de factores de carga, se atenderá lo siguiente:

Cada carga y acción de las combinaciones indicadas, se multiplica además por el factor de carga ( $\gamma$ ) que se muestra en la Tabla 3.1.7, según el grupo de cargas considerado.

En el grupo I para el diseño de vigas exteriores de una calzada, se revisan dos posibles combinaciones de carga viva: la carga viva vehicular incluyendo el impacto, con un factor de carga ( $\gamma$ ) de uno coma cincuenta (1,50) o la combinación de los efectos de la carga viva sobre la banqueta más la carga viva vehicular, incluyendo la carga por impacto, con un factor de carga ( $\gamma$ ) de uno coma veinticinco (1,25), tomando el valor más desfavorable.

En el grupo I, cuando se revise el diseño de la losa de calzada bajo el supuesto de que una carga de rueda actúa sobre la banqueta a una distancia de treinta (30) centímetros de la cara del parapeto o de la guarnición del lado de la calzada, para la carga viva incluyendo la carga por impacto se aplica un coeficiente  $\beta_V$  de uno (1), en lugar del indicado en la Tabla 3.1.7.

El coeficiente  $\beta_{CM}$  es de uno (1) para miembros en flexión y tensión. Para columnas sujetas a flexocompresión se analizan dos alternativas: con un coeficiente  $\beta_{CM}$  igual que uno al verificar la columna para la condición de máxima carga axial y mínimo momento, y con uno de cero coma setenta y cinco (0,75) para verificar la columna en la condición de mínima carga axial y máximo momento.

Grupo	Coeficiente $\beta$ para cargas:											Factor de carga	Factor de incremento de esfuerzos	
	Perma-nentes		Variables		Eventuales									
	$\beta_{CM}$	$\beta_{ET}$	$\beta_V$	$\beta_{FC}$	$\beta_{VE}$	$\beta_{VCF}$	$\beta_S$	$\beta_{FL}$	$\beta_{ACT}$	$\beta_{PL}$	$\beta_{SP}$			$\gamma$
Cargas de trabajo	I	1	[1]	1	1	0	0	0	0	0	1	1	-	1 <sup>[2]</sup>
	II	0	1	0	0	1	0	0	0	0	1	1	-	1,25
	III	1	[1]	1	1	0,3	1	0	1	0	1	1	-	1,25
	IV	1	[1]	1	1	0	0	0	0	1 <sup>[5]</sup>	1	1	-	1,25
	V	1	1	0	0	1	0	0	0	1 <sup>[5]</sup>	1	1	-	1,4
	VI	1	[1]	1	1	0,3	1	0	1	1 <sup>[5]</sup>	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 <sup>[4]</sup>	1	0	0	0	0	0	1	1	1,3 <sup>[5]</sup>	-
	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 <sup>[5]</sup>	1	1	1,25	-
	V	[3]	[1]	0	0	1	0	0	0	1 <sup>[5]</sup>	1	1	1,25	-
	VI	[3]	[1]	1,2	1	0,3	1	0	1	1 <sup>[5]</sup>	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  $\beta_{ET}$  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 cargas, el valor de  $\beta_{CM}$  se determina conforme a lo indicado en el Inciso 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  $\beta_{ICF}$  incluye los efectos de variación de la temperatura ambiental y los del gradiente térmico en el seno de la superestructura

Tabla 3.1.7.- Coeficientes y factores para cada grupo de cargas.

Para los empujes laterales en muros de contención y en marcos rígidos, con la exclusión de alcantarillas rígidas, se toma un coeficiente  $\beta_{ET}$  de uno coma tres (1,3), para empujes laterales de tierra en reposo, de uno coma quince (1,15); para empujes verticales y para alcantarillas rígidas de uno; y para alcantarillas flexibles, de uno coma cinco (1,5).

#### DISTRIBUCIÓN DE CARGAS (N-PRY-CAR-6-01-007-04)

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, 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.

## **POSICIÓN DE LAS CARGAS PARA CALCULAR LA FUERZA CORTANTE**

Para el cálculo de la fuerza cortante de diseño en los elementos del sistema de piso, se considera que no hay distribución longitudinal de la carga por rueda adyacente al elemento donde se desea calcular la fuerza.

La distribución lateral de la carga por rueda en los extremos de las vigas, piezas de puente o largueros se realiza suponiendo que el piso actúa como viga simplemente apoyada entre los elementos.

## **MOMENTOS FLEXIONANTES EN ELEMENTOS LONGITUDINALES**

Para momentos flexionantes en largueros o vigas longitudinales, se considerará que no hay distribución longitudinal de la carga por rueda.

## **DISTRIBUCIÓN DE CARGAS PARA LOSAS DE CONCRETO**

### **Longitud de claros efectivos**

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

### **Losas simplemente apoyadas**

La longitud del claro efectivo,  $S_e$  es la distancia entre ejes de apoyo, pero sin que exceda el claro libre más el espesor de la losa.

### **Momento Flexionante**

El momento flexionante, por metro de ancho de losa, se calculará según los casos A y B que se detallan a continuación, a menos que se empleen métodos más exactos.

### **Caso A.- Refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito**

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:

$$M = \frac{S_e + 0,6}{7,5} P$$

Donde  $S_e$  = Claro efectivo

$P$  = Carga sobre una rueda trasera de camión

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

En losas continuas sobre tres o más apoyos, se aplica un factor de reducción por continuidad de cero coma ocho (0,8) a la expresión anterior, tanto para momentos positivos como para negativos.

### **Caso B.- Refuerzo principal paralelo a la dirección del tránsito**

El ancho de distribución de la carga por rueda, E, es:

$$E = 1,20 + 0,06S_e ; \leq 2,10 \text{ m}$$

Para el cálculo del momento flexionante y de la fuerza cortante máximos se colocan los trenes de carga de los modelos IMT 66.5 ó IMT 20.5, según corresponda, en las posiciones más desfavorables, considerando carga uniformemente distribuida  $w$  o  $w'$  que actúa en ese ancho E, de los modelos mencionados.

### **LOSAS EN VOLADIZO**

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

### **Caso A.- Refuerzo principal perpendicular a la dirección del 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

$$M = \frac{PX}{E}$$

### **Caso B.- Refuerzo principal paralelo a la dirección del tránsito**

Para vigas en voladizo con trabajo paralelo a la dirección del tránsito, el ancho de distribución E de la carga por rueda es:

$$E = 0,35X + 1,00; \leq 2,10 \text{ m}$$

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

$$M = \frac{PX}{E}$$

## 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 paralelo a la dirección del tránsito:

$$R (\%) = \frac{55}{\sqrt{S_e}} \leq 50\%$$

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito:

$$R (\%) = \frac{120}{\sqrt{S_e}} \leq 67\%$$

## 3.2 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO DE LA A.A.S.H.T.O.

Las siguientes definiciones se encuentran especificadas en las Normas Técnicas Para el Proyecto de Puentes Carreteros (Traducción de las Especificaciones A.A.S.H.T.O. para Puentes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes).

### CARGAS

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

- Carga Muerta
- Carga Viva
- Impacto o Efecto Dinámico de la Carga Viva
- Cargas por Viento

Otras fuerzas, cuando existan, tales como:

Fuerzas Longitudinales, Fuerza Centrífuga, Fuerzas por cambios de Temperatura, Empuje de Tierras, Subpresión, Esfuerzos por Contracción del Concreto, Acortamiento por Contracción de Arco, Esfuerzos Durante el Montaje, Presión de la Corriente de Agua o Hielo y Esfuerzos por Sismo.

Los miembros del puente se proyectarán tomando en cuenta los esfuerzos permisibles y las limitaciones de proyecto del material empleado.

## CARGAS MUERTAS

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.

Cuando al construir el puente, se coloque sobre la carpeta una capa adicional para desgaste, o cuando se piense ponerla en el futuro, deberá tomarse en cuenta al calcular la carga muerta. Dicho factor es particularmente importante en aquellas regiones donde se requiere el uso de cadenas sobre las llantas, o llantas con picos para la nieve.

Cuando no exista probabilidad de abrasión sobre el concreto, los vehículos pueden transitar directamente sobre la losa de concreto. Cuando se considere necesario se incluirá una superficie de desgaste de 0.6 cm sobre la losa.

Al calcular la carga muerta, deben considerarse los siguientes pesos volumétricos:

Acero o Acero Fundido.....	7,850 kg/m <sup>3</sup>
Hierro Fundido.....	7,210 kg/m <sup>3</sup>
Aleaciones de Aluminio.....	2,800 kg/m <sup>3</sup>
Madera (tratada o sin tratar).....	800 kg/m <sup>3</sup>
Concreto (simple o reforzado).....	2,400 kg/m <sup>3</sup>
Arena, Tierra, Grava o Balasto Compactados.....	1,920 kg/m <sup>3</sup>
Arena, Tierra o Grava Sueltas.....	1,600 kg/m <sup>3</sup>
Macadam o Grava Compactadas con Aplanadora.....	2,240 kg/m <sup>3</sup>
Relleno de Escorias.....	960 kg/m <sup>3</sup>
Pavimento (excluyendo adoquinado-de madera).....	2,400 kg/m <sup>3</sup>
Mampostería.....	2,720 kg/m <sup>3</sup>
Tablón Asfáltico de 2.5 cm de espesor.....	44 kg/m <sup>3</sup>

## CARGA VIVA

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

## PREVISIÓN DE SOBRECARGA

La siguiente previsión de sobrecarga se aplicará a todos los tipos de carga, exceptuando las cargas H-20 y HS-20.

Se hará previsión para cargas pesadas poco frecuentes aplicando sobre cualquier carril sencillo un camión tipo H o HS de los ya especificados, aumentando en un 100%, sin aplicar carga alguna en los otros carriles. Los esfuerzos combinados de carga muerta, viva e impacto que resulten de este tipo de carga, no serán mayores que el 150% de los esfuerzos permisibles aquí prescritos. La sobrecarga se aplicará a todas las partes de la estructura que resulten afectadas, exceptuando la losa del piso.

## **CARGAS PARA PUENTES DE CAMINOS**

### **Generalidades**

Las cargas vivas que se consideran sobre las calzadas de los puentes o en las estructuras que circunstancialmente se presentan en los caminos, serán las establecidas para camiones tipo o para la carga uniforme por carril, equivalente a un convoy de camiones. Se especifican, al respecto, dos tipos de cargas, las tipo H y las HS, siendo las HS más pesadas que la H.

### **Cargas tipo H**

Las cargas tipo H, se ilustran en la Figura 3.2.1. Consisten en un camión de dos ejes, o la carga uniforme equivalente correspondiente sobre un carril (Figura 3.2.2). Estas cargas se designan con la letra H, seguida de un número que indica el peso bruto (en toneladas inglesas de 2,000 lb), del camión tipo.

### **Cargas tipo HS**

Las cargas tipo HS se ilustran en las Figura 3.2.3. Consisten en un camión tractor con semirremolque o la carga uniforme equivalente correspondiente sobre un carril (Figura 3.2.2). Estas cargas se designan con las letras HS, seguidas de un número que indica el peso bruto (en toneladas inglesas de 2,000 lb), del camión tractor. La separación entre los ejes se ha considerado variable, con el objeto de tener una aproximación mayor con los tipos de tractores con semirremolques que se usan actualmente. El espaciamiento hace que la carga actúe más satisfactoriamente en los claros continuos, ya que así las cargas pesadas de los ejes se pueden colocar en los claros adyacentes, a fin de producir los máximos momentos negativos.

### **Clases de Cargas**

Las cargas para puentes de caminos son de cinco clases: H20, H15, H10, HS20 y HS15. Las cargas H15 y H10 constituyen, respectivamente, el 75% y el 50% de la carga HH20. La carga HS15 constituye el 75% de la carga HS20. Si se desean usar las cargas con pesos diferentes de los anotados, se podrán obtener cambiando proporcionalmente los pesos indicados por el camión tipo y las cargas correspondientes por carril.

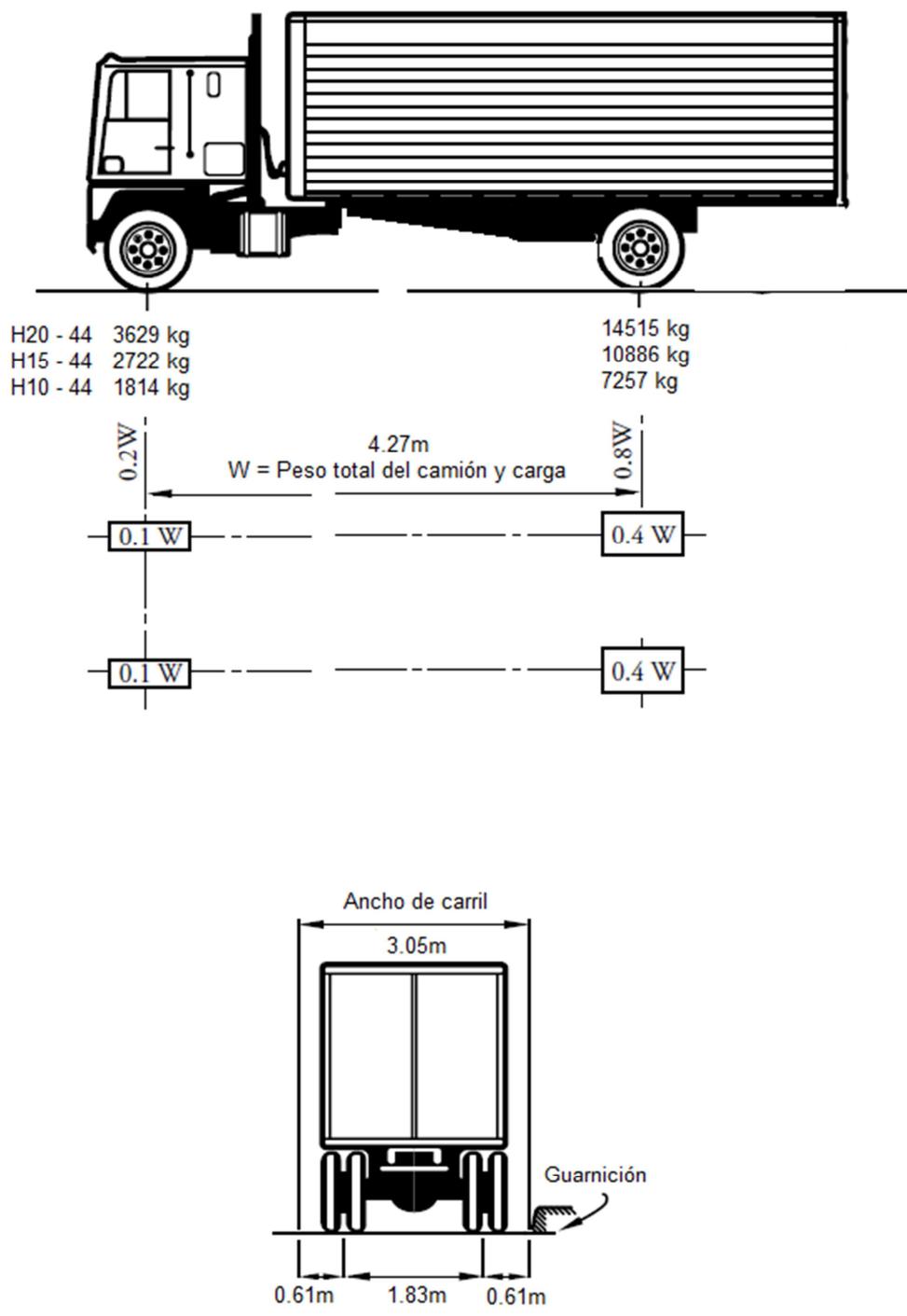


Figura 3.2.1.- Cargas Tipo H

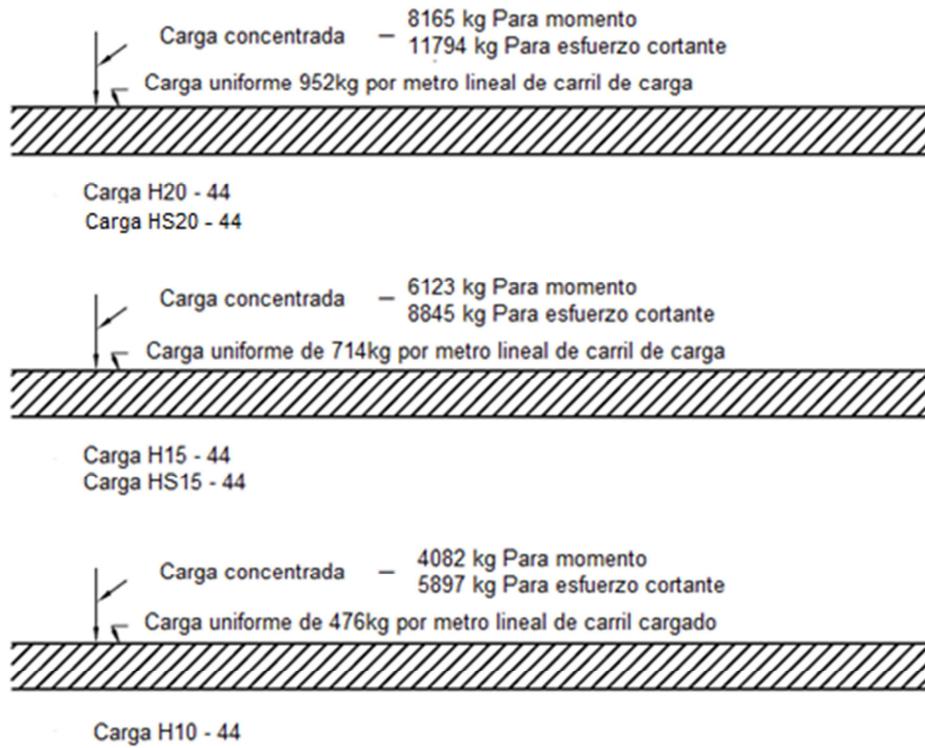
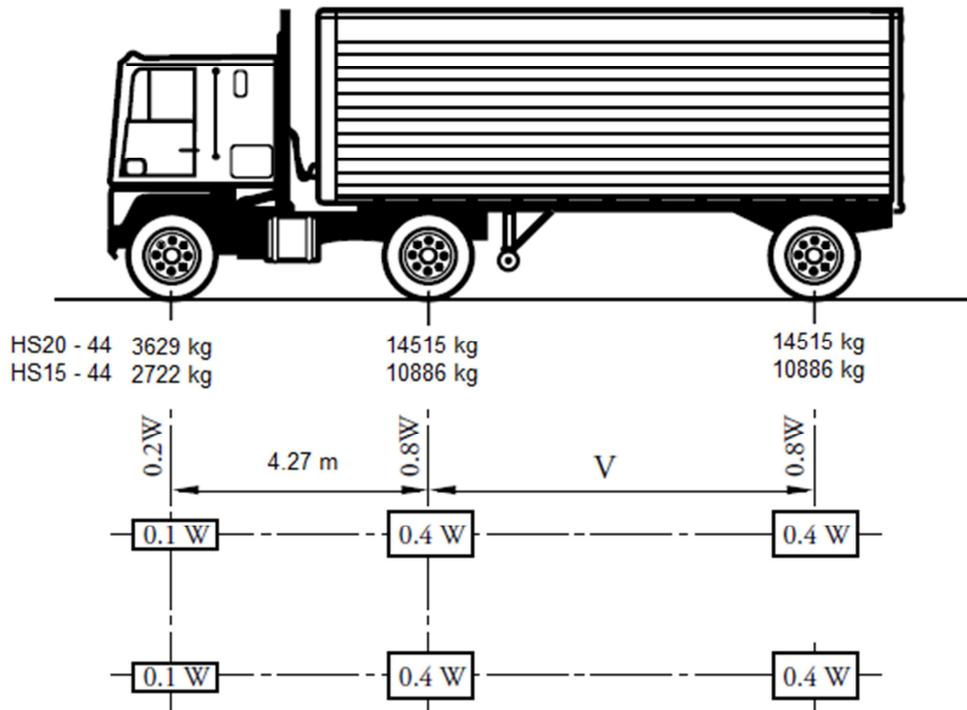


Figura 3.2.2.- Cargas por carril, Cargas Tipo H y HS.



$W$  = Peso combinado de los dos primeros, igual al que tiene el camión Tipo H correspondiente

$V$  = Espaciamiento variable de 4.27m a 9.14m inclusive. El espaciamento que se use será el que produzca los esfuerzos máximos

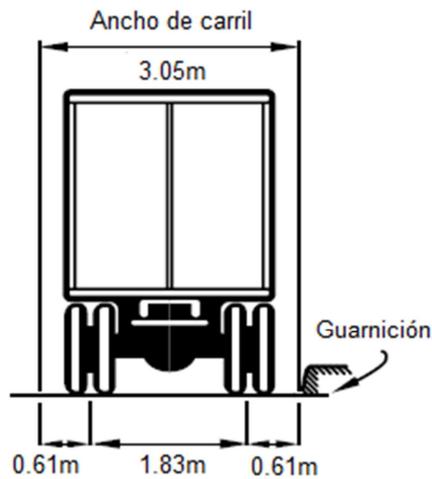


Figura 3.2.3.- Cargas Tipo HS

### Carga Mínima

Para caminos principales o para aquellos que se espera tengan tránsito de camiones pesados, se considerará que la carga mínima será la correspondiente al tipo HS15, ya mencionado.

### Carriles de Tránsito

Se supondrá que la carga por carril o la del camión tipo ocupa un ancho de 3.05m. Dichas cargas se colocarán sobre los carriles de tránsito para proyecto con un ancho:

$$A = \frac{A_c}{N}$$

Donde  $A_c$  = Ancho de calzada entre guarniciones sin considerar la faja divisoria central en la estructura.

A = Ancho del carril de tránsito para proyecto

N = Número de carriles de tránsito para proyecto, de acuerdo con la Tabla 3.2.1

$A_c$ en m	N
De 6.10 a 9.14, inclusive	2
Mayor de 9.14 a 12.80, inclusive	3
Mayor de 12.80 a 16.46, inclusive	4
Mayor de 16.46 a 20.12, inclusive	5
Mayor de 20.12 a 23.77, inclusive	6
Mayor de 23.77 a 27.46, inclusive	7
Mayor de 27.46 a 31.09, inclusive	8
Mayor de 31.09 a 34.75, inclusive	9
Mayor de 34.75 a 38.40, inclusive	10

Tabla 3.2.1.- Número de carriles de tránsito para proyecto

Se supondrá que las cargas por carril o los camiones tipo que ocupan cualquier posición dentro de su carril individual de tránsito para proyecto producen el esfuerzo máximo.

### Aplicación de las Cargas

#### a) Unidades en un carril de tránsito

Al calcular los esfuerzos, se considera como una unidad cada carga por carril de 3.05m de ancho o cada camión tipo, y no se usarán fracciones de camión ni fracciones del ancho de carga por carril.

#### b) Número y posición de las unidades por carril de tránsito

El número y posición de las cargas por carril o carga de camión tipo, deberán estar de acuerdo con lo especificado en el párrafo referente a los carriles de tránsito. Ya sea que la carga uniforme por carril o la carga de camión produzca el máximo esfuerzo, se sujetará dicho esfuerzo a las reducciones especificadas en el siguiente apartado.

c) Cargas por carril en claros continuos

Para el proyecto de claros continuos, las cargas por carril que se muestran en la Figura 3.2.2, deberán modificarse en la siguiente forma:

Las cargas por carril serán las especificadas en la Figura 3.2.2, pero deberá colocarse otra carga concentrada de igual peso en otro claro de la serie, en posición tal que produzca el máximo momento negativo. Para máximo momento positivo se usará solamente una carga concentrada por carril, combinada con tantos claros cargados uniformemente como sean necesarios, para producir el momento máximo.

d) Carga para producir el máximo esfuerzo

Tanto en claros simples como continuos, y ya sea que se trate de la carga por carril o de la carga de camión tipo, la carga que se aplicará será aquella que produzca el máximo esfuerzo. El espaciamiento entre ejes para los camiones tipo HS se podrá variar dentro de los límites especificados con el objeto de producir el máximo esfuerzo.

Para claros continuos, la carga por carril será continua o discontinua, según se requiera, para producir los máximos esfuerzos y la carga o cargas concentradas especificadas en el párrafo c), se colocará en tal posición que produzca los máximos esfuerzos.

Para claros continuos se considerará sobre la estructura solamente un camión tipo H o HS por carril, colocado en tal forma que produzca los máximos momentos, positivos y negativos.

### Reducción de la Intensidad de las Cargas

Cuando se produzcan los máximos esfuerzos en cualquier miembro al cargar simultáneamente cierto número de carriles de tránsito, se tomarán los porcentajes de los esfuerzos resultantes por carga viva según se indica en la Tabla 3.2.2, considerando que es muy poco probable la coincidencia de todas las cargas para producir un máximo.

Uno o dos carriles	100%
Tres carriles	90%
Cuatro carriles o más	75%

Tabla 3.2.2.- Factores de reducción por carriles múltiples

La reducción en la intensidad de las cargas sobre piezas de puente se determinará para el caso de armaduras y trabes principales, considerando el ancho de calzada que deberá cargarse para producir los esfuerzos máximos en dichas piezas de puente.

## IMPACTO

En las estructuras subsiguientes, comprendidas en el grupo A, los esfuerzos por carga viva producidos por las cargas H o HS deberán incrementarse en la cantidad que aquí se indica, por los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto. El impacto no deberá aplicarse a los elementos del grupo B.

### a) Grupo A

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.

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.

### b) Grupo B

Estribos, muros de contención, pilas, pilotes, exceptuando lo especificado en el Grupo A, cimentaciones y presiones en las cimentaciones, estructuras de madera, cargas para banquetas, alcantarillas y estructuras que tengan un colchón de tierra de 0.91m de espesor o mayor.

## 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:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10}$$

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.

## FUERZAS LONGITUDINALES

Deberá considerarse el efecto de una fuerza longitudinal del 5% de la carga viva en todos los carriles destinados al tránsito en una misma dirección. En aquellos puentes donde se considere puedan llegar a ser en el futuro de una sola dirección, deberán considerarse cargados todos los carriles. Se empleará la carga por carril y además la carga concentrada para momento especificada en el apartado de aplicación de las cargas, sin impacto y con la reducción establecida para el caso de varios carriles cargados.

El centro de gravedad de la fuerza longitudinal se supondrá a 1.83m arriba de la losa del piso, y que esta se transmite a la subestructura a través de la superestructura.

La fuerza longitudinal debida a la fricción en los apoyos para dilatación, así como la resistencia al esfuerzo cortante en los apoyos de elastómeros, deberá tomarse en cuenta para el proyecto.

### **CARGAS POR VIENTO**

Las siguientes fuerzas debidas a la presión del viento, por metro cuadrado de área expuesta, deberán aplicarse a todas las estructuras. El área expuesta considerada será la suma de las proyecciones verticales de las áreas de todos los miembros, incluyendo el sistema de piso y el parapeto a 90° con respecto al eje longitudinal de la estructura. Las fuerzas y las cargas dadas aquí corresponden a una velocidad del viento de 160.9 km/h. Para la condición de cargas del Grupo II, pero no para la condición de cargas del Grupo III, se puede reducir o incrementar en la relación del cuadrado de la velocidad del viento para proyecto, al cuadrado de 160.9 siempre que pueda obtenerse el valor probable de la velocidad del viento con una exactitud razonable; o cuando las características permanentes del terreno permitan hacer los cambios recomendables con seguridad. Si se cambia la velocidad del viento del proyecto, el valor que se tome deberá indicarse claramente en los planos.

#### **Proyecto para la superestructura**

En el proyecto de una superestructura, se supondrá una carga debida al viento, uniformemente distribuida y aplicada horizontalmente a 90° con respecto al eje longitudinal de la siguiente intensidad:

Para armaduras y arcos.....	366 kg/m <sup>2</sup>
Para trabes y vigas.....	244 kg/cm <sup>2</sup>

Para claros de armaduras, la fuerza total no será menor que 446kg/m en el plano de la cuerda cargada, ni menor de 233 kg/m en el plano de la cuerda sin carga; en claros de trabes esta fuerza no será menor de 446 kg/m.

Las fuerzas anteriores se aplicarán para la condición de carga del Grupo II. Para la condición de carga del Grupo III, deberán incrementarse con una carga de 149kg/m, aplicada a 90° con respecto al eje longitudinal de la estructura y a 1.83m arriba del piso, como una carga de viento sobre la carga viva. Cuando se trate de losas de piso de concreto reforzado o de pisos de rejillas de acero, firmemente conectadas a sus miembros de apoyo, puede considerarse que ese piso resiste en su plano el esfuerzo cortante producido por la carga del viento sobre la carga viva.

#### **Proyecto de la subestructura**

Las fuerzas transmitidas a la subestructura por la superestructura y las aplicadas directamente a la subestructura por cargas de viento, deberán considerarse como sigue:

a) Fuerzas de la superestructura

Las fuerzas transversales y longitudinales transmitidas por la superestructura a la subestructura para distintos ángulos de dirección del viento, serán como se especifica en la Tabla 3.2.3. El ángulo de esviajamiento se medirá desde la perpendicular al eje longitudinal. La dirección del viento adecuadamente supuesta será la que produzca el máximo esfuerzo en la subestructura que se esté proyectando. Las fuerzas transversales y longitudinales deberán aplicarse simultáneamente a la altura del centro de gravedad del área expuesta de la superestructura.

Ángulo de esviajamiento del viento (en grados)	Armaduras		Trabes	
	Carga Transversal por m <sup>2</sup> de área (en kg)	Carga longitudinal por m <sup>2</sup> de área (en kg)	Carga Transversal por m <sup>2</sup> de área (en kg)	Carga longitudinal por m <sup>2</sup> de área (en kg)
0	366	0	244	0
15	342	59	215	29
30	317	137	200	59
45	229	200	161	78
60	122	244	83	93

Tabla 3.2.3.- Presiones de diseño para la transmisión del viento de la superestructura a la subestructura.

Las cargas que aparecen en la Tabla 3.2.3 se usarán en la condición de carga del Grupo II. Para la condición de cargas del Grupo III, estas cargas pueden reducirse en un 70%, y además deberá agregarse una carga por metro lineal, como una carga de viento sobre la carga viva, en la forma especificada en la Tabla 3.2.4.

Ángulo de esviajamiento del viento (en grados)	Carga lateral por m (en kg)	Carga longitudinal por m (en kg)
0	149	0
15	131	18
30	122	36
45	98	48
60	51	57

Tabla 3.2.4.- Fuerzas del viento sobre la carga viva para la transmisión de fuerzas de la superestructura a la subestructura

Esta carga se aplicará en un punto a 1.83m arriba del piso. En puentes comunes de losa sobre trabes, con una longitud máxima de 38.10m, pueden usarse las siguientes cargas por viento, en lugar de las cargas más exactas de las Tablas 3.2.3 y 3.2.4.

VE (Carga de viento sobre la estructura)	
244 kg/cm <sup>2</sup>	Transversalmente
59 kg/cm <sup>2</sup>	Longitudinalmente

Ambas cargas deberán aplicarse simultáneamente

VCV (Carga de viento sobre la carga viva)	
149 kg/cm <sup>2</sup>	Transversalmente
60 kg/cm <sup>2</sup>	Longitudinalmente

Ambas cargas deberán aplicarse simultáneamente

### **Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura**

Las fuerzas transversales y longitudinales que deben aplicarse directamente a la superestructura para un viento de 160.9km/h se calcularán para una presión supuesta del viento de 195 kg por metro cuadrado. Para direcciones del viento que se supongan esviadas con la subestructura, esa presión se resolverá en sus componentes perpendiculares a la elevación del frente y lateral de la subestructura, de acuerdo con las funciones trigonométricas del ángulo de esviajamiento. La componente perpendicular a la elevación lateral actuará sobre el área expuesta de la subestructura, tal como se ve en la elevación lateral; y la componente perpendicular a la elevación del frente actuará sobre el área expuesta de la subestructura, tal como se ve en la elevación del frente. Se supondrá que estas cargas actúan horizontalmente en el centro de gravedad de las áreas expuestas, y se aplicarán simultáneamente con las cargas de viento sobre la superestructura. Las cargas mencionadas anteriormente son para la condición de carga del Grupo II y pueden reducirse en un 70% para la condición de carga del Grupo III.

### **PRESIONES DEBIDAS A CORRIENTES DE AGUA**

Todas las pilas y demás partes de la estructura que estén sujetas al empuje de corrientes de agua, deberán calcularse para resistir los máximos esfuerzos inducidos.

La presión de la corriente de agua sobre las pilas se calculará mediante la fórmula:

$$P = 52.55KV^2$$

Donde P = Presión, en kg/m<sup>2</sup>

V = Velocidad del agua en m/s

K = Una constante que vale 1.375 para pilas con extremos rectangulares, 0.50 para pilas con extremos con parte aguas en donde el ángulo es de 30° o menos y 0.67 para pilas de sección circular.

## **PRESIONES DEBIDAS AL EMPUJE DE TIERRAS**

Las estructuras destinadas a contener los rellenos de tierra, se proyectaran para resistir las presiones dadas por la fórmula de Rankine; pero ninguna estructura se proyectará para una presión menor que la equivalente a un fluido con peso de  $481 \text{ kg/m}^3$ .

En marcos rígidos, el momento causado por la presión lateral de la tierra puede reducirse en un 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 se incrementará con una presión debida a una sobrecarga viva de no menos de 61cm de espesor de tierra. Esta sobrecarga viva no será necesaria cuando se ponga una losa de acceso de concreto reforzado, proyectada debidamente, que se apoye en un extremo del puente.

Todo proyecto deberá incluir el drenaje adecuado y suficiente para los rellenos, que puede consistir en agujeros de escurrimiento, colocación de piedra triturada o grava, tubos para drenar, drenes de grava o drenes perforados.

## **ESFUERZOS POR SISMO**

En las regiones donde puedan presentarse fenómenos sísmicos, deberán considerarse fuerzas laterales producidas por los sismos de manera que

$$TT = CP$$

Donde TT = Fuerza lateral aplicada horizontalmente en cualquier dirección en el centro de gravedad del peso de la estructura.

P = Peso propio de la estructura

C = 0.02 para estructuras sobre cimientos por ampliación de base, en suelos con esfuerzo permisible a la compresión de  $3.91 \text{ kg/cm}^2$  o mayor.

0.04 para estructuras sobre cimientos por ampliación de base, en suelos con esfuerzo permisible a la compresión menor que  $3.91 \text{ kg/cm}^2$ .

0.06 para estructuras cimentadas sobre pilotes.

La carga viva se puede despreciar

## COMBINACIONES DE CARGA

Los grupos presentados en la Tabla 3.2.5 representan varias combinaciones de carga y fuerzas a las que podrá estar sometida la estructura. Cada parte de una estructura o la cimentación sobre la cual se apoye, se proporcionará para todas las combinaciones de estas fuerzas que puedan aplicarse al tipo o sitio en particular, aplicando los porcentajes de los esfuerzos unitarios básicos indicados para los diversos grupos; pero no se permitirá incrementar los esfuerzos unitarios permisibles en los miembros o conexiones que transmitan únicamente esfuerzos debidos a las cargas del viento.

	Combinación	% Esfuerzos Unitarios
Grupo I	CM + CV + I + ET + S + PC	100%
Grupo II	CM + ET + S + PC + VE	125%
Grupo III	Grupo I + FL + F + 30%VE + VCV + FC	125%
Grupo IV	Grupo I + A + C + T	125%
Grupo V	Grupo II + A + C + T	140%
Grupo VI	Grupo III + A + C + T	140%
Grupo VII	CM + ET + S + PC + TT	133%
Grupo VIII	Grupo I + PH	140%
Grupo IX	Grupo II + PH	150%

Tabla 3.2.5.- Grupos de cargas

Donde	CM = Carga Muerta	CV = Carga Viva
	I = Impacto Sobre Carga Viva	ET = Empuje de Tierras
	S = Subpresión	VE = Viento Sobre la Estructura
	VCV = Viento Sobre la Carga Viva	FL = Fuerza Longitudinal por Carga Viva
	FC = Fuerza Centrífuga	F = Fuerza Longitudinal Debida a la Fricción
	A = Acortamiento por Compresión	C = Contracción
	T = Temperatura	TT = Sismo
	PC = Presión de Corriente	PH = Presión de Hielo

## DISTRIBUCIÓN DE CARGAS

### 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 considerará 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

### **Momentos flexionantes en elementos longitudinales**

Al calcular los momentos flexionantes en largueros o vigas longitudinales, se considerará que no hay distribución longitudinal de las cargas por rueda.

### **DISTRIBUCIÓN DE CARGAS Y PROYECTO DE LOSAS DE CONCRETO Y DE PUENTES CON VIGAS MÚLTIPLES**

#### **Longitud de los claros**

Para claros simples, la longitud del claro será la distancia entre centros de apoyos, pero sin que exceda el claro libre más el espesor de la losa.

#### **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, a menos que se aplique un procedimiento más exacto.

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.

#### **Caso A.- Refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito**

El momento por carga viva para claros simplemente apoyados se determinará por las siguientes fórmulas (no se incluye impacto)

$$M = (0.1025 S + 0.0625)P$$

En losas continuas sobre tres o más apoyos, se aplicará un factor de continuidad a las fórmulas anteriores, tanto para momento positivo como para negativo.

#### **Caso B.- Refuerzo principal paralelo a la dirección del tránsito**

Distribución de las cargas por rueda:

$$E = 1.22 + 0.06 S ; \leq 2.13 m$$

Las cargas por carril están distribuidas sobre un ancho de 2E.

## ACERO DE REFUERZO POR DISTRIBUCIÓN

El 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. 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:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 S}} \leq 50$$

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito:

$$\% = \frac{220}{\sqrt{3.28 S}} \leq 67\%$$

## LOSAS EN VOLADIZO

De acuerdo con las fórmulas para 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 en voladizo.

### Caso A.- Refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito

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

$$E = 0.8 X + 1.143 (m)$$

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

$$M = \frac{PX}{E}$$

### Caso B.- Refuerzo principal paralelo a la dirección del tránsito

La distribución de cada carga por rueda sobre el elemento paralelo a la dirección del tránsito será como sigue:

$$E = 0.35 X + 0.97 ; \leq 2.13 m$$

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

$$M = \frac{PX}{E}$$

### 3.3 MODELO DE ANÁLISIS

#### 3.3.1 ANÁLISIS LONGITUDINAL

El análisis longitudinal se realizó idealizando el puente como tres vigas simplemente apoyadas según las características de estructuración mencionadas en el Capítulo 2 (Figura 2.4.1) y corriendo el tren de cargas correspondiente al camión T3-S2-R4 (Figura 4.1.1 Capítulo 4) sobre cada tramo, obteniendo los elementos mecánicos de interés para las características y sollicitaciones mencionadas, auxiliados por el programa de análisis SAP2000. En las Figuras 3.3.1.1 a 3.3.1.3 se muestran los esquemas para el tren de cargas y elementos mecánicos sobre el tramo central, el cual es el tramo crítico por ser el de mayor longitud de claro, éste es el claro para el que se hace la revisión en el Apéndice 1.

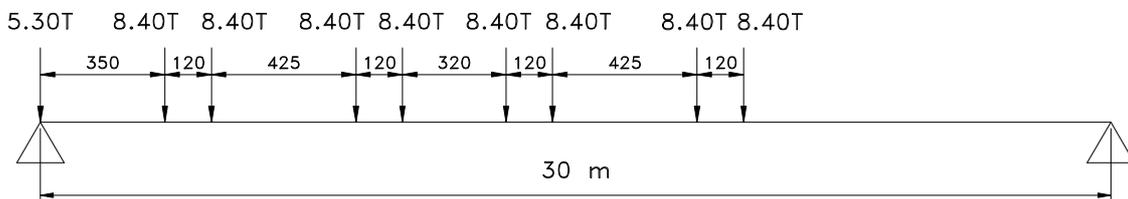


Figura 3.3.1.1.- Tren de cargas correspondiente al camión T3-S2-R4 sobre tramo central (posición arbitraria).

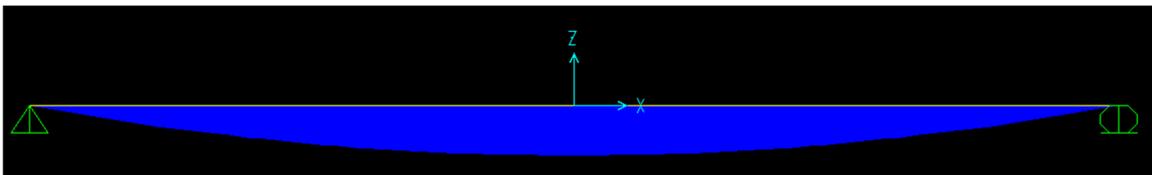


Figura 3.3.1.2.- Diagrama de momento por carga viva en tramo central.

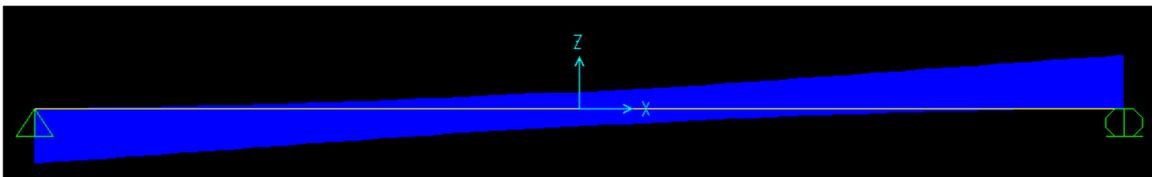


Figura 3.3.1.3.- Diagrama de fuerza cortante por carga viva en tramo central.

Obteniéndose un momento máximo de 352 Ton-m y un cortante máximo de 51 Ton para el tren de cargas mencionado.

### 3.3.2 ANÁLISIS TRANSVERSAL

Para el análisis transversal de los elementos de soporte, se utilizó el método de distribución de carga viva Courbon, el cual consiste en la obtención de las llamadas líneas de influencia de las vigas, es decir, una función que establece la variación de la reacción producida en las vigas a lo largo del tablero debida a la superposición de la acción provocada por una carga P y el momento M asociado a ésta al desplazarse la primera sobre el tablero, para poder determinar así la fracción de carga viva que ha de ser considerada en el diseño de cada viga por medio del llamado factor de concentración. La reacción sobre las vigas para cada posición de la carga P se obtiene con la siguiente expresión:

$$R_i = \frac{PI_i}{\sum I_i} + \frac{MI_i x_i}{\sum I_i x_i^2}$$

Donde: P = Carga Actuante (considerada como unitaria por facilidad de cálculo)  
M = Momento Producido por P  
I = Inercia de las Traveses (considerada como unitaria por facilidad de cálculo)  
x = Excentricidad respecto al centro del tablero.

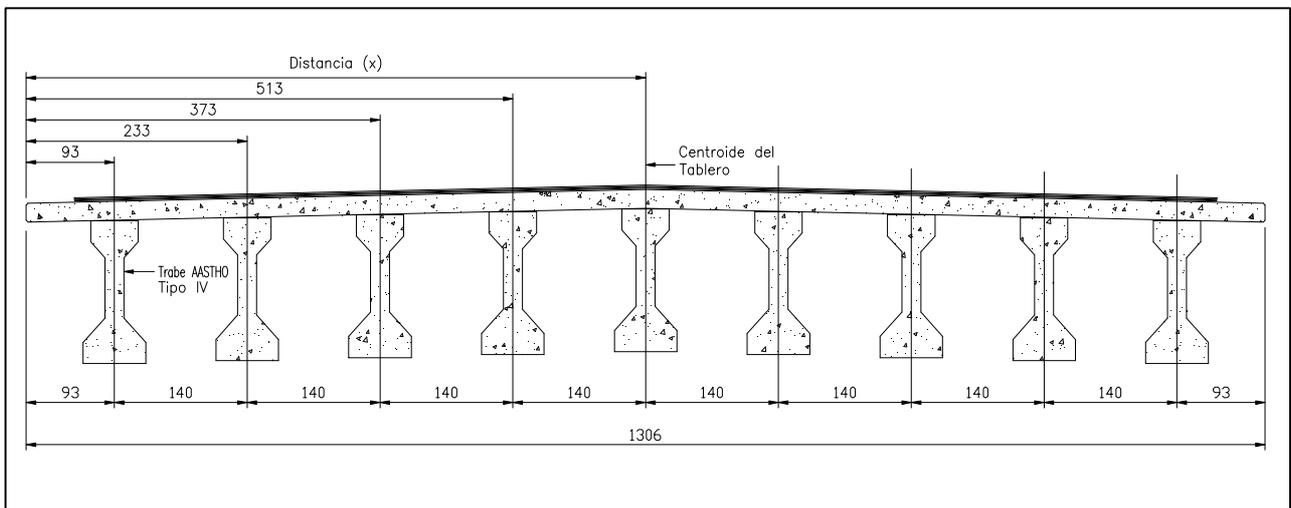


Figura 3.3.2.1.- Distribución geométrica para análisis transversal.

Viga N°	Separación de Vigas	Distancia (x)	Inercia de Traves (I)	I x	X <sub>c</sub> = x - x <sub>c</sub>	I <sub>i</sub> X <sub>c</sub> <sup>2</sup>	P <sub>i</sub> / ΣI <sub>i</sub>	M I X <sub>c</sub> / ΣI <sub>i</sub> X <sub>c</sub> <sup>2</sup>	R <sub>i</sub>
Volado Izq.	0.93	0.00							
1	1.40	0.93	1	0.93	-5.60	31.36	0.11	0.31	0.42
2	1.40	2.33	1	2.33	-4.20	17.64	0.11	0.23	0.34
3	1.40	3.73	1	3.73	-2.80	7.84	0.11	0.16	0.27
4	1.40	5.13	1	5.13	-1.40	1.96	0.11	0.08	0.19
5	1.40	6.53	1	6.53	0.00	0.00	0.11	0.00	0.11
6	1.40	7.93	1	7.93	1.40	1.96	0.11	-0.08	0.03
7	1.40	9.33	1	9.33	2.80	7.84	0.11	-0.16	-0.04
8	1.40	10.73	1	10.73	4.20	17.64	0.11	-0.23	-0.12
9	1.40	12.13	1	12.13	5.60	31.36	0.11	-0.31	-0.20
Volado Der.	0.93	13.06							
		Suma	9	58.77		117.60			1.00

Tabla 3.3.2.1.- Ordenadas de influencia.

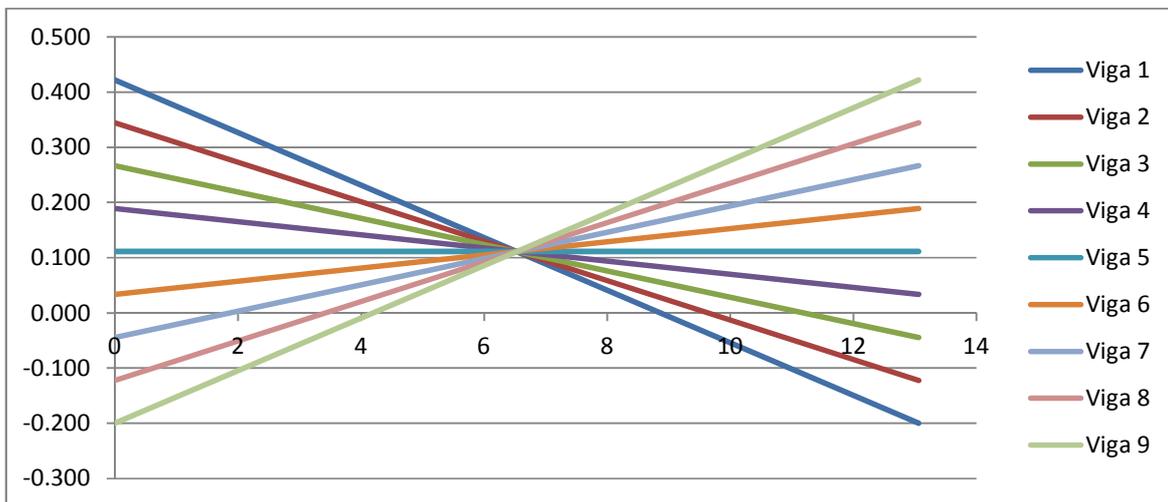


Figura 3.3.2.2.- Líneas de influencia de momento para las vigas.

Eje de Camión	Distancia	N° de Trabe									Total
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
1	1.01	0.37	0.31	0.24	0.18	0.11	0.05	-0.02	-0.09	-0.15	
2	2.84	0.29	0.24	0.20	0.16	0.11	0.07	0.02	-0.02	-0.06	
3	4.06	0.23	0.20	0.17	0.14	0.11	0.08	0.05	0.02	-0.01	
4	5.89	0.14	0.13	0.13	0.12	0.11	0.10	0.10	0.09	0.08	
	Momento	181.5	155.7	129.8	104.0	78.2	52.4	26.6	0.8	-25	704

Tabla 3.3.2.2.- Momentos al centro del claro para cada viga.

Obtención del factor de concentración para la viga extrema (viga 1).

$$R_1 = 0.37 \left(\frac{P}{2}\right) + 0.29 \left(\frac{P}{2}\right) + 0.23 \left(\frac{P}{2}\right) + 0.14 \left(\frac{P}{2}\right) = 0.515P$$

$$F_c = 0.515 \text{ (Fracción de carga viva aplicable al diseño de la viga)}$$

Éste factor es aplicado a los resultados del análisis longitudinal del apartado anterior a lo largo del claro para la obtención de los elementos mecánicos aplicables al diseño de la viga presfuerzada. Cabe mencionar que se obtuvo un factor de concentración mayor para el caso de tres bandas de circulación ( $F_c = 0.55$ ), sin embargo, ya que no se tiene conocimiento acerca de si el utilizar dos bandas de circulación pudo haber sido un requisito establecido por la Secretaría, le revisión se ha apegado a este dato presentado en el Capítulo 2.

### 3.4 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (A.A.S.H.T.O.)

Las características mecánicas de los materiales, las características geométricas de la sección, las cargas y la fuerza de presfuerzo en la trabe se pueden observar en el Apéndice 1.

Para la revisión del estado límite de servicio se tomará en cuenta el efecto causado por dos condiciones actuantes en los elementos de soporte de la superestructura, a saber, una deflexión inmediata causada por el peso propio de la trabe y por el presfuerzo aplicado sobre ella, y una deflexión diferida causada por el peso de la losa, la sobrecarga muerta y la carga viva correspondiente sobre la estructura.

La deflexión provocada por una carga distribuida se obtiene con la siguiente expresión:

$$\Delta = \frac{5wl^4}{384EI}$$

La deflexión causada por el presfuerzo se obtiene de la siguiente manera:

$$\Delta = \frac{Pel^2}{8E_cI}$$

	Peso (Ton/m)	Fuerza de Presfuerzo (kg)	Deflexión (cm)
Peso Propio de Trabe	1.194		4.89
Presfuerzo	-----	462182.4	-10.40
Losa	0.630		2.72
Flujo Plástico	-----		-9.86
Sobrecarga Muerta	0.587		1.06
Carga Viva	1.99		3.65

Tabla 3.3.2.3.- Deflexiones al centro del claro.

Deflexión inmediata o contra flecha:

$$\Delta_i = \Delta_{pi} + \Delta_{pp} \rightarrow \Delta_i = -10.40cm + 4.89cm = -5.51cm$$

Deflexión diferida (Manual ANIPPAC Capítulo 2):

$$\begin{aligned}\Delta_{Tot} &= -\Delta_{pe} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} C_u + (\Delta_{pp} + \Delta_{SCM})(1 + C_u) + \Delta_{CV} \\ &= -3.91 - \frac{10.40 + 3.91}{2} 2.30 + (4.89 + 2.72 + 1.06)(1 + 2.30) + 3.65 = 11.88 \text{ cm}\end{aligned}$$

Donde:

- $\Delta_{pe}$  = Deflexión final debida al presfuerzo
- $\Delta_{pi}$  = Deflexión pretensora inicial
- $C_u$  = Coeficiente de flujo plástico
- $\Delta_{pp}$  = Deflexión debida al peso propio
- $\Delta_{SCM}$  = Deflexión debida a la sobrecarga muerta
- $\Delta_{CV}$  = Deflexión debida a la carga viva

La deflexión permisible según las normas A.A.S.H.T.O. es:

$$\Delta_{Permisible} = \frac{1}{800} l = \left(\frac{1}{800}\right) (3000 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$$

Donde l = Longitud del claro en centímetros.

Se observa que la deflexión en el elemento supera la deflexión permisible en ambos casos. Por lo que es rebasado el estado el estado límite de servicio.

### 3.5 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA (A.A.S.H.T.O.)

Las características estructurales de la trabe, así como el momento actuante sobre la misma debido a las acciones se pueden observar en el Apéndice 1 y se estimaron de acuerdo al análisis longitudinal y transversal presentado con anterioridad.

La revisión de la resistencia a flexión de las vigas presforzadas que se presenta a continuación, se ha llevado a cabo bajo las hipótesis correspondientes establecidas en el Reglamento A.A.S.H.T.O. para el caso de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión.

Bajo la suposición de equilibrio se tiene que:

$$C = T \rightarrow C = A_c f'_c = abf'_c \rightarrow T = A_{sp} f_{yp}$$

Donde  $A_{sp} = \text{Área del presfuerzo} = A_{\text{Torón}} (N^\circ \text{ Torones}) = 0.987(36) = 35.532 \text{ cm}^2$

$f_{yp} = \text{Esfuerzo de fluencia del Torón} = 17100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$A_c = \text{Área en compresión}$

$f'_c = \text{Resistencia del concreto} (250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$

$a = \text{Profundidad del bloque en compresión}$

$b = \text{Ancho del bloque en compresión} (140 \text{ cm})$

$$\text{Entonces } \rightarrow T = 35.532 * 17100 = 607597.2 \text{ kg} \rightarrow a = \frac{T}{b(0.85f'_c)} = \frac{607597.2}{140*0.85*250} = 20.4 \text{ cm}$$

Se observa que el bloque de compresiones es mayor al espesor de losa, por lo que fue necesario tomar en cuenta la participación de la viga en la resistencia por medio de la fuerza de compresión actuante sobre ella. El momento resistente es:

$$M_R = \phi T j_d \quad \text{Siendo } j_d \text{ el brazo de palanca y } \phi \text{ el factor de reducción para elementos sujetos a flexión.}$$

$$M_R = 0.9(607597.2)(132.6) = 725.40 \text{ Ton} - m < 832.54 \text{ Ton} - m (\text{Apéndice 1})$$

Por lo tanto la sección no resiste a flexión.

### 3.6 REVISIÓN DE LA SUBESTRUCTURA

La revisión de la subestructura se presenta de manera detallada en los apéndices adjuntos al final, realizada de acuerdo a las especificaciones mencionadas en los Capítulos 2 y 4 de este trabajo. Para la revisión de las pilas y los estribos se tomó los de mayor altura, por esa razón se incluye un solo apéndice para ambos apoyos.

## **4 REVISIÓN DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES**

### **4.1 ESPECIFICACIONES**

La siguiente información es dictada por la S.C.T. en sus términos de referencia, y está aplicada a al proyecto en cuestión.

#### **LINEAMIENTOS GENERALES DE PROYECTO:**

Se considerará para cálculo un espesor de carpeta asfáltica de 12 cm. En el plano se especificará, carpeta asfáltica de 4 cm de espesor.

En el cálculo de las superestructuras con trabes presforzadas deberá determinarse el número mínimo de trabes de acuerdo con la capacidad máxima que desarrollen.

En el cálculo de las trabes presforzadas invariablemente se calcularán las pérdidas para acero de baja relajación, no se permitirá estimarlas mediante porcentaje.

Para la repartición transversal de la carga móvil se utilizarán anchos de carril de circulación de 3.50 m y ancho de carril de carga de 3.05 m y se calculará utilizando el método de Courbon; podrá utilizarse otro método que esté debidamente reconocido, debiendo en su caso, informar oportunamente a la dependencia, mediante escrito para su aprobación correspondiente.

En los topes laterales se colocará placas laterales de neopreno, pegadas con resina epoxica.

En vigas pretensadas se deberán colocar mínimo estribos para resistir el 4% de la fuerza total de presfuerzo distribuidos en una distancia  $d/4$  a partir del extremo de la trabe, dichos estribos se proporcionarán para un esfuerzo de trabajo de 1400 kg/cm<sup>2</sup>

En el análisis de esfuerzos de las trabes en la transferencia invariablemente se analizará la sección sobre el eje de apoyos y en la zona del gancho de izaje durante la maniobra de montaje de trabes.

El cálculo del cortante que absorbe el concreto en vigas pretensadas con torones se tomará en cuenta la reducción de fuerza de presfuerzo debido a la longitud de transferencia de los torones, que podrá considerarse como 50 veces su diámetro a partir del extremo de la trabe.

La distancia entre el eje de apoyos y el extremo de las trabes presforzadas será de 30 cm, salvo casos especiales por esviajes muy grandes.

En elementos sujetos a flexión que por dimensiones requieran bajos porcentajes de acero de refuerzo, se deberá proporcionar como mínimo el indicado en el capítulo 8.17.1.2. de las especificaciones AASHTO.

Para la valoración del empuje de tierras en las columnas de los caballetes extremos, se considerará un área de influencia del terraplén igual a 2 veces el ancho de la columna, para el caso de columnas rectangulares y de 1.5 veces el diámetro para el caso de columnas circulares; se

utilizarán columnas rectangulares de sección variable salvo casos en que la altura del caballete no sea muy grande y se obtengan columnas circulares con porcentaje de acero razonable.

#### **ELABORACIÓN DE PLANOS.**

Todos los dibujos que contengan los planos deberán estar elaborados a escalas adecuadas para su correcta interpretación, se utilizará la misma escala horizontal y vertical, evitándose el uso de escalas poco comunes como 1:331/3, 1:125, 1:150, etc.

La nomenclatura de las varillas deberá ser con literales, pudiéndose combinar, en su caso, literales y números vr. gr. A, A1, A2, etc.

Las líneas que definan las varillas serán delgadas y se dibujarán en toda su longitud, no así en su número, en tanto que las que definan los contornos o geometrías de los elementos serán gruesas.

En los dibujos que indiquen refuerzos, además de las líneas de cotas de distribución de las varillas deberá indicarse una cota con la dimensión total de la cara del elemento.

Se indicará en las notas y dibujará en los detalles, chaflanes de 2 x 2 cm en todas las aristas de los elementos.

En los planos de refuerzo de cada elemento, se incluirá, cuando menos en uno de ellos, los "Detalles del Refuerzo". Incluirá las Notas y Especificaciones tipificadas por la Dependencia indicando los procedimientos constructivos necesarios, tales como cimentaciones mediante ataguías o ademes, etc.

Si la cimentación es por medio de pilotes colados en el lugar, se indicará su procedimiento constructivo y si se requiere utilizar ademe metálico en algún tramo o lodos bentoníticos se señalará en su caso la composición de este, etc.

Si la cimentación es por medio de pilotes precolados, se indicará el criterio que se empleará para definir el final del hincado, en caso que se requiera perforación previa indicarlo así como su diámetro y longitud, en las notas se describirá la forma en la que está considerada su capacidad de carga sea por fricción, por punta o por ambas.

En los planos de elementos para la superestructura deberán indicarse las contra flechas para todos los proyectos, tanto en losas como en vigas reforzadas y/o pretensadas.

#### **EL PLANO GENERAL DEBERÁ CONTENER:**

##### **Corte elevación por el eje de trazo**

Deberá contener estaciones y elevaciones de rasante de los apoyos, tipo de apoyo (fijo o móvil) longitud de cada tramo, longitud total de la estructura (entre apoyos extremos), Escala gráfica horizontal indicando estaciones a cada 20.00 m. Escala gráfica vertical con divisiones a cada metro, flechas indicando la dirección a cada margen o lado, estratigrafía del terreno, localización de los

sondeos, elevación de desplante de los apoyos o pilotes, capacidad de carga del terreno en zona del desplante o del pilote, localización del NAF; si es río indicar el NAMÍN, NAMO y NAME, sobreelevación de corriente, espacio libre vertical mínimo, en caso de Pasos a desnivel indicar localización y valor del gálibo mínimo vertical calculado. Los gálibos mínimos verticales que se deben considerar son: para pasos vehiculares = 5.50 m para pasos de Ferrocarril = 7.50 m.

Los trabajos deben considerar el proyecto de los terraplenes hasta nivel de terreno natural en cada extremo de la estructura, incluyendo el cálculo de su volumetría y plasmarlos en el plano general

### **Planta**

Se dibujará incluyendo sus accesos, se anotará las estaciones de los apoyos, en el caso de pasos a desnivel indicar en el cruce la estación de la carretera principal y de la secundaria, ancho de carpeta, de acotamientos y total de las carreteras, valor y sentido del esviajamiento, distribución de los postes, lavaderos etc., se deberán dibujar, con línea interrumpida, los apoyos con su cimentación, incluyendo, en su caso, pilotes, etc.

En el caso de pasos inferiores vehiculares, pasos para maquinaria agrícola, las ubicaciones de los accesos y Proyecto de la rasante o subrasante deben ser hasta el terreno natural.

### **Corte transversal de la superestructura**

Si la estructura está en curva se deberá precisar la estación en la que se ubica el corte indicando los valores de los voladizos de las losas, no se admitirá indicar variable. Se acotará el ancho total, ancho de calzada, pendientes transversales, etc.

### **Croquis de rasante**

Deberá dibujarse el terreno natural y la rasante en una longitud mínima entre dos puntos de inflexión vertical (P.I.V.); se indicará la cantidad que deberá restarse para obtener los valores de subrasante, se indicará la longitud del puente dibujando con una línea la ubicación de cada apoyo extremo.

### **LISTA DE MATERIALES**

Parapeto y Guarnición.- Se recabará de la dependencia el tipo de parapeto a utilizar. Indicando el número de proyecto de cada uno de ellos.

El volumen de concreto en la subestructura se dividirá en: zapatas, columnas, cabezales o coronas, y aleros, diafragmas y bancos. Para los pilotes colados en el lugar o precolados, se indicará el valor del volumen de concreto y el valor del acero de refuerzo. El acero de refuerzo (excluyendo pilotes) de la subestructura se incluirá en un solo concepto.

El neopreno se cubicará en  $\text{dm}^3$  (no por pieza).

## **DATOS HIDRÁULICOS**

En puentes, se deberá complementar los datos solicitados en el cuadro correspondiente.

## **PRESENTACIÓN DE LOS PLANOS**

Los planos deberán elaborarse a tinta, dibujados por computadora, en papel Cronaflex o similar. Dichos planos serán de una sola pieza con las siguientes dimensiones: Largo = 153.50 cm y ancho = 55.0 cm, con los márgenes y cuadros que utiliza la dependencia.

En el ángulo inferior izquierdo en un cuadro de 12.0 cm por 3.5 cm se indicará la razón social de la empresa proyectista anotando además nombre y firma autógrafa del Director Técnico Responsable y del Representante Legal o Administrador Único de la empresa; así como el número de la Cédula Profesional de ambos profesionistas. En dicho cuadro, la empresa, si así lo desea, podrá insertar el logotipo de la misma sin indicar su número telefónico o dirección.

## **PARA EL ANÁLISIS DE CARGA MÓVIL SE CONSIDERARÁ:**

### **Puentes y Pasos Superiores en Carreteras tipo A4, A2, B4**

La condición más desfavorable que resulte de aplicar la carga de camión T3-S3 Tipo I (Figura 4.1.2) ó TS-S2-R4 Tipo I (Figura 4.1.1). en todos los carriles de tránsito, analizándose las diferentes condiciones de simultaneidad para definir la que gobierne el diseño, afectando dichas condiciones por los coeficientes respectivos de acuerdo con el número de carriles cargados que indica AASHTO.

### **Puentes y Pasos Superiores en Carreteras tipo B2**

Un carril cargado con un camión T3-S3 Tipo I (Figura 4.1.2) ó T3-S2-R4 Tipo I (Figura 4.1.1) y un carril cargado con HS-20, analizándose las condiciones de simultaneidad señaladas anteriormente.

### **Puentes y Pasos Superiores en Carreteras tipo C**

Un carril cargado con un camión T3-S3 Tipo II (Figura 4.1.4) ó T3-S2-R4 Tipo II (Figura 4.1.3) y un carril cargado con HS-20 analizándose las condiciones de simultaneidad señaladas anteriormente.

### **Puentes y Pasos Superiores en Carreteras Tipo D**

Un carril cargado con camión T3-S3 Tipo II (Figura 4.1.4) y un carril con carga HS-20

### **Puentes y Pasos Superiores en Carreteras Tipo E**

Todos los carriles cargados con carga HS-20.

Las estructuras de los entronques se proyectarán para la carga móvil de la Carretera a la cual darán servicio.

En los PIV's de servicio local de una ó dos vías se considerará carga HS-20 en los carriles correspondientes.

En caso de existir casos no contemplados, se recabará oportunamente de la dependencia, en forma escrita, la carga móvil por utilizar.

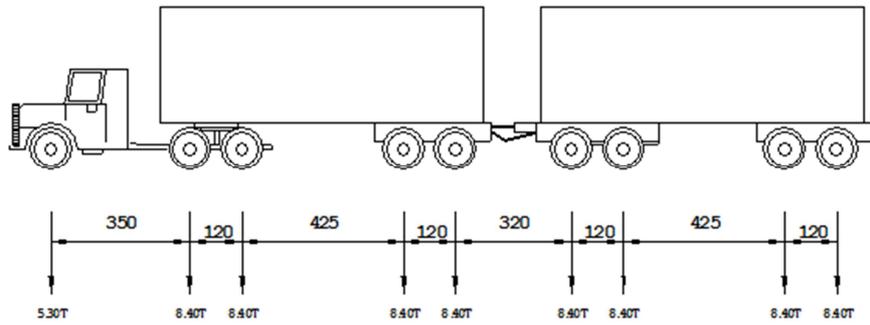


Figura 4.1.1.- Camión T3-S2-R4 Tipo I.

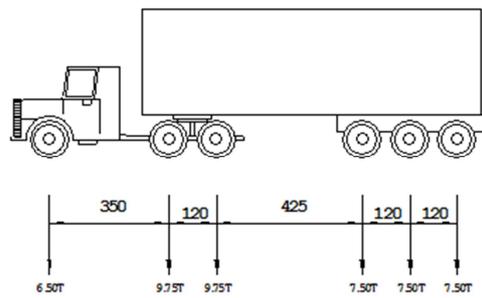


Figura 4.1.2.- Camión T3-S3 Tipo I.

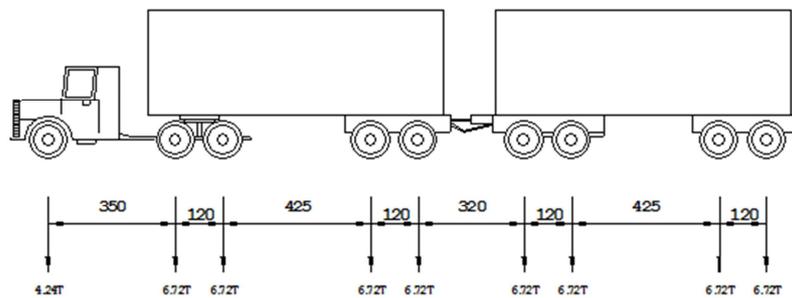


Figura 4.1.3.- Camión T3-S2-R4 Tipo II.

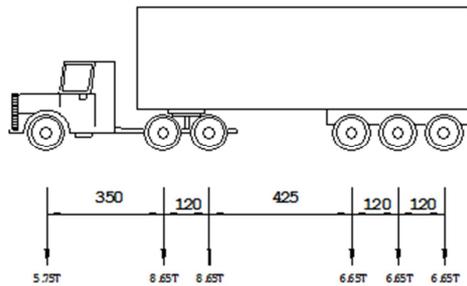


Figura 4.1.4.- Camión T3-S3 Tipo II.

## 4.2 DETALLADO

Las características sobre el detallado que se presentan a continuación se encuentran especificadas en las Normas de la S.C.T. en su libro Proyecto, en el Tema Carreteras Parte 6 Título 01, en el Capítulo 001 "Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares.

Los planos que como mínimo integrarán el proyecto son:

- Plano general
- Un plano por cada elemento de la cimentación
- Un plano por cada elemento de la subestructura
- Un plano por cada elemento de la superestructura
- Plano de procedimientos constructivos para puentes especiales o detalles especiales de estructuras comunes.

## 4.3 DESPIECE

El despiece que se presenta a continuación es el especificado en los planos del proyecto.

### MATERIALES

#### Parapeto

Longitud total _____	122.69 m
Concreto de _____	2.4 m <sup>3</sup>
Acero de refuerzo de LE ≥4000 _____	312 kg
Tubo de acero galvanizado 8.89φ (3½") ced. 40 _____	1816 kg
Tubo de acero galvanizado 7.6φ (3") ced. 40 _____	55 kg
Acero estructural A-36 _____	2100 kg
Pernos de 2.54 φ con tuerca _____	240 pzas.

### Guarnición

Longitud total	122.88 m
Concreto de $f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$	2.3 m <sup>3</sup>
Acero de refuerzo de LE $\geq 4000 \frac{kg}{cm^2}$	4424 kg

### Superestructura: Losa y Diafragmas

Acero de refuerzo de LE $\geq 4000 \frac{kg}{cm^2}$	21516 kg
Varilla C con rosca en sus extremos LE $\geq 4000 \frac{kg}{cm^2}$	517 m <sup>3</sup>
Acero estructural A-36 (Placas, tuercas y rondanas)	100 kg
Concreto de $f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$	176.6 m <sup>3</sup>
Carpeta asfáltica	29.7 m <sup>3</sup>
Ductos de plástico de 2.5 x 1.2 m	64 Pzas.
Ductos de plástico de 2.5 x 2 m	60 Pzas.

### Superestructura: Trabes presforzadas

Acero de presfuerzo; torones de 1.27 $\phi$ LE $\geq 19000 \frac{kg}{cm^2}$	10032 kg
Acero de refuerzo de LE $\geq 4000 \frac{kg}{cm^2}$	13782 kg
Cable tipo "CASCABEL" galvanizado serie G-37 con alma de acero de 2.2 $\phi$ para izado	924 kg
Concreto de $f'_c = 350 \frac{kg}{cm^2}$	228 m <sup>3</sup>

### Apoyos

Neoprenos dureza shore 60 $f_t = 100 \frac{kg}{cm^2}$	84.77 dm <sup>3</sup>
Acero estructural A-36	256 kg

### Junta de Dilatación

Acero de refuerzo de LE $\geq 4000 \frac{kg}{cm^2}$	403 kg
Sikaflex 1-A o similar	209.2 dm <sup>3</sup>
Cartón asfaltado de 4 cm de espesor	30.3 m <sup>2</sup>
Acero estructural A-36	737 kg

### Subestructura

Acero de refuerzo de LE $\geq 4000 \frac{kg}{cm^2}$	23192 kg
Concreto de $f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$ (cabezal, bancos, aleros, pantallas, diafragma y topes)	57.83 m <sup>3</sup>
Columnas de pilas	69.73 m <sup>3</sup>
Zapatas y muros	91.38 m <sup>3</sup>

Plantilla de concreto de $f'_c = 150 \frac{kg}{cm^2}$ _____	6.02 m <sup>3</sup>
Excavaciones _____	338.7 m <sup>3</sup>
Placas de neopreno _____	18 dm <sup>3</sup>

### Losas de acceso

Acero de refuerzo de LE $\geq 4000 \frac{kg}{cm^2}$ _____	5582 kg
Concreto de $f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$ _____	50.7 m <sup>3</sup>
Cartón asfaltado de 2 cm de espesor _____	14.14 m <sup>2</sup>
Cartón asfaltado de 2.5 cm de espesor _____	6.9 m <sup>2</sup>
Neopreno ASTM D-2240 dureza 60 _____	15 dm <sup>3</sup>

### Accesos

Terraplenes _____	342 m <sup>3</sup>
Base y subbase _____	98.5 m <sup>3</sup>
Carpeta asfáltica _____	38.4 m <sup>3</sup>
Concreto de $f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$	
En postes _____	5.04 m <sup>3</sup>
En guarniciones _____	16.0 m <sup>3</sup>
Acero de refuerzo de LE $\geq 4000 \frac{kg}{cm^2}$ _____	1512 kg
Defensa de lámina galvanizada _____	1920 kg
Acero estructural galvanizado _____	294 kg

## 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones sobre los resultados de la revisión se pueden dividir en dos partes, una sobre la superestructura y la otra referente a la subestructura, a partir de esto se tiene que:

Superestructura.- La revisión de las vigas según la información del apéndice A muestra que los esfuerzos en condiciones de servicio son rebasados, así como en transferencia en el extremo de la trabe. Se realizaron algunas modificaciones para solucionar esto, obteniéndose varias alternativas, por ejemplo, si se incrementa la resistencia del concreto de 350 a 450 kg/cm<sup>2</sup> y se incrementa el número de torones de 36 a 44, cambiando las longitudes de enductado y proporcionando acero de refuerzo (dos varillas del número ocho) los esfuerzos estarán dentro de lo permitido, teniendo una resistencia a flexión adecuada según el Apéndice 1.

De la misma manera se modificó el tipo de trabe, de una AASHTO tipo IV a una AASHTO tipo V, con seis trabes a una separación de 2.20 m, resistencia de concreto de 400 kg/cm<sup>2</sup> y 48 torones, obteniéndose esfuerzos dentro de lo permitido y una resistencia a flexión suficiente según el Apéndice 1.

Subestructura.- En el caso de los apoyos extremos se observa que las dimensiones son adecuadas, ya que los esfuerzos que producen sobre el suelo y los coeficientes de volteo y deslizamiento son aceptables, sin embargo, el refuerzo en la zapata y el muro no cumplen con el área de acero mínima para flexión.

En el caso de los apoyos intermedios se observó el caso contrario, ya que los elementos requieren, para las solicitaciones actuantes el área mínima de acero, por lo que las secciones están algo sobradas. También se sobrepasa la capacidad de carga de los pilotes por aproximadamente once toneladas, que equivale a poco más del seis por ciento (6%), exceso que bien podría considerarse dentro de la tolerancia, en caso contrario tendría que haberse modificado el proyecto incrementando el número de columnas.

A pesar de estos resultados, es un tanto difícil dar una conclusión tajante sobre el diseño del puente dada la insuficiencia de información sobre los aspectos bajo los cuales fue diseñado, sin embargo, si se toma los resultados de la revisión como adecuados, se ha de concluir que su diseño no fue el más adecuado.

# APÉNDICE 1

## REVISIÓN ESTRUCTURAL DE TRABE PRETENSADA

### MATERIALES

		<u>UNIDAD</u>
CONCRETO EN LOSA		250 kg/cm <sup>2</sup>
CONCRETO EN TRABE		350 kg/cm <sup>2</sup>
RESISTENCIA DEL CONCRETO AL DESTENSAR	0.80	280 kg/cm <sup>2</sup>
MÓDULO DE ELÁSTICIDAD EN LOSA		237170.82 kg/cm <sup>2</sup>
MODULO DE ELÁSTICIDAD EN TRABE		280624.30 kg/cm <sup>2</sup>
MODULO DE ELÁSTICIDAD EN TRABE AL DESTENSAR		250998.01 kg/cm <sup>2</sup>
RESISTENCIA ACERO DE REFUERZO		4200 kg/cm <sup>2</sup>
RESISTENCIA ACERO DE PRESFUERZO		19000 kg/cm <sup>2</sup>
MODULO DE ELÁSTICIDAD DE ECERO DE PRESFUERZO		1960000 kg/cm <sup>2</sup>
PESO VOLUMÉTRICO CONCRETO		2.4 Ton/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMÉTRICO CARPETA ASFÁLTICA		2.2 Ton/m <sup>3</sup>

### DATOS GENERALES

LONGITUD DEL CLARO		30.00 m
ANCHO TOTAL DE LA LOSA		13.06 m
ESPESOR DE LA LOSA		0.18 m
ANCHO DE CARPETA		12.00 m
ESPESOR DE CARPETA		0.12 m
TIPO DE TRABE		AASHTO 4
ALTURA DE LA TRABE		1.35 m
ÁREA DE LA TRABE		0.4974 m <sup>2</sup>
ANCHO DE BULBO INFERIOR		0.66 m
ALTURA DEL BULBO INFERIOR DE LA TRABE		0.20 m
SEPARACIÓN ENTRE EJES DE TRABES		1.40 m
NÚMERO DE TRABES		9 Adim.
NÚMERO DE DIAFRAGMAS		4 Adim.
ESPESOR DE DIAFRAGMA		0.30 m
TIPO DE GUARNICIÓN	Tipo 2 Sobre Losa	Adim.
DESCARGA DE LA GUARNICIÓN		0.672 Ton/m
ANCHO DE BANQUETA		0.750 m
DESCARGA DE BANQUETA		0.000 Ton/m
DESCARGA DE LA FAJA SEPARADORA	NO	0.000 Ton/m
ALTURA FAJA SEPARADORA		0.200 m
ANCHO DE FAJA SEPARADORA		0.00 m
TIPO DE PARAPETO		T.34.3.1 Adim.
DESCARGA DEL PARAPETO		0.27 Ton/m

CAMIÓN DE DISEÑO		T3-S2-R4	Adim.
IMPACTO			0.22 Adim.
NÚMERO DE CARRILES CARGADOS			3.00 Adim.
FACTOR DE REDUCCIÓN POR CARRILES CARGADOS			0.90 Adim.
ESVIAJE DEL PUENTE	0.00 °		0.00 rad
HUMEDAD RELATIVA		60.00	%

### CARGA MUERTA EN TRABE

PESO DEL PARAPETO	0.03 Ton/m
PESO DE LA FAJA SEPARADORA	0.00 Ton/m
PESO DE LA GUARNICIÓN	0.07 Ton/m
PESO DE LA CARPETA ASFÁLTICA	0.38 Ton/m
PESO DE LA LOSA	0.63 Ton/m
PESO DE DIAFRAGMA	0.80 Ton
PESO DE LAS TRABES	1.19 Ton/m
CARGA MUERTA TOTAL	2.31 Ton/m

### PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

#### SECCIÓN SIMPLE

PERALTE	135 cm
ÁREA	4974 cm <sup>2</sup>
INERCIA	10261070 cm <sup>4</sup>
Y <sub>i</sub> =	61.5 cm
Y <sub>s</sub> =	73.5 cm
S <sub>i</sub> =	166846.67 cm <sup>3</sup>
S <sub>s</sub> =	139606.39 cm <sup>3</sup>

#### SECCIÓN COMPUESTA

PERALTE	153 cm
ÁREA	7103.79 cm <sup>2</sup>
INERCIA	20468436.93 cm <sup>4</sup>
Y <sub>L</sub> =	66.77 cm
Y <sub>i</sub> =	86.23 cm
Y <sub>s</sub> =	48.77 cm
S <sub>L</sub> =	306571.35 cm <sup>3</sup>
S <sub>i</sub> =	237358.29 cm <sup>3</sup>
S <sub>s</sub> =	419730.60 cm <sup>3</sup>

### ELEMENTOS MECÁNICOS MÁXIMOS

Los elementos mecánicos siguientes se desprenden del análisis longitudinal y transversal que se llevó a cabo en capítulo 3 y tomando en cuenta las acciones debidas a las cargas muertas sobre la trabe que se muestran arriba, bajo las combinaciones de carga establecidas en dicho capítulo.

$$M_U = 832.54 \text{ Ton-m}$$

$$V_U = 115.70 \text{ Ton}$$



**SERVICIO**

COMPRESIÓN

0.45

157.50

kg/cm<sup>2</sup>

TENSIÓN

0.8

14.97

kg/cm<sup>2</sup>

## RESUMEN DE ESFUERZOS

**ESFUERZOS EN TRANSFERENCIA**

## AL CENTRO DEL CLARO

	ESFUERZO ACTUANTE		ESFUERZO PERMISIBLE	
COMPRESIÓN	155.09 kg/cm <sup>2</sup>	<	168.00 kg/cm <sup>2</sup>	Ok
TENSIÓN	18.62 kg/cm <sup>2</sup>	>	-13.39 kg/cm <sup>2</sup>	Ok

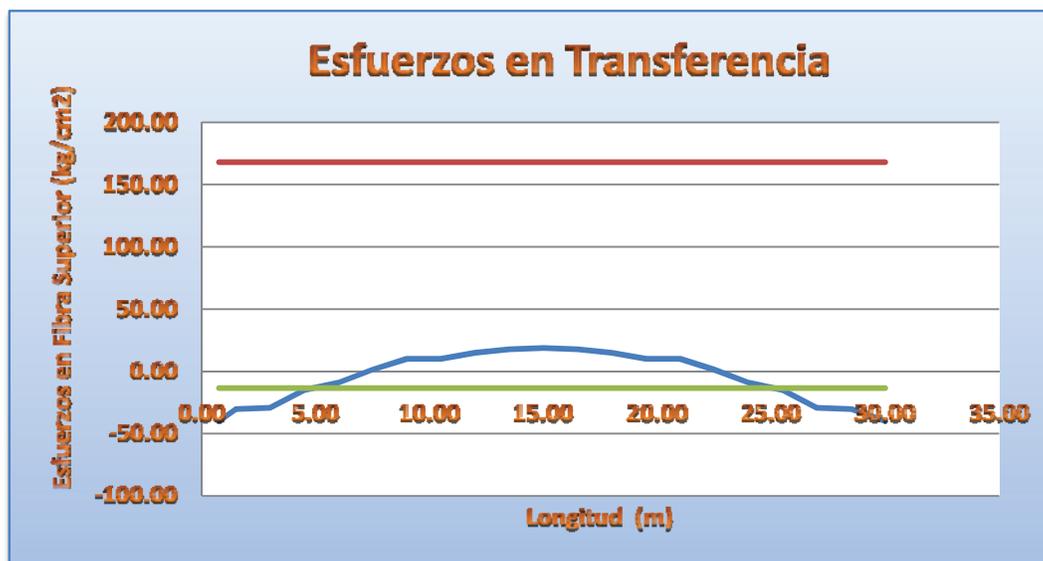
## EN EL EXTREMO

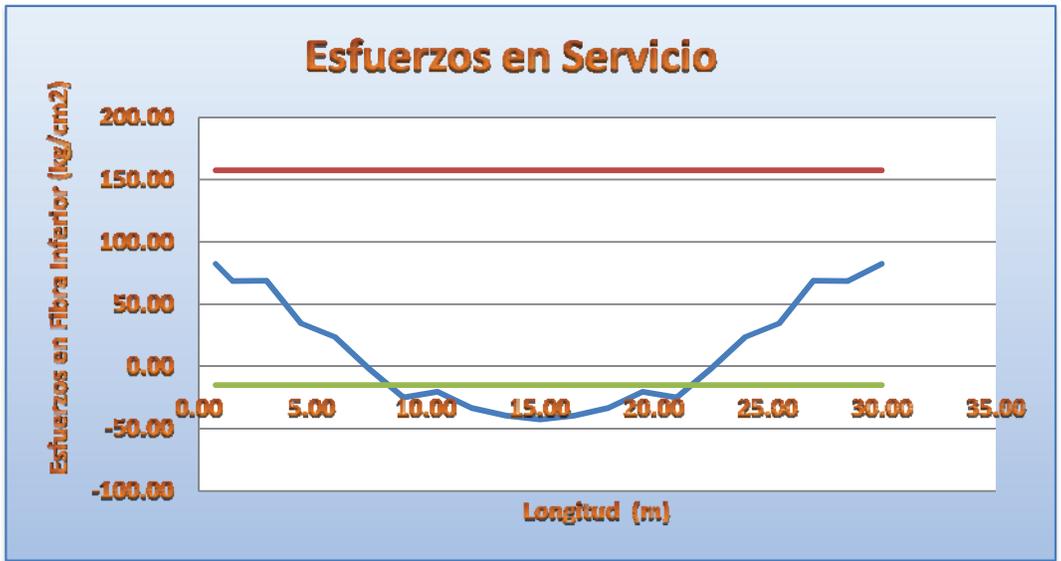
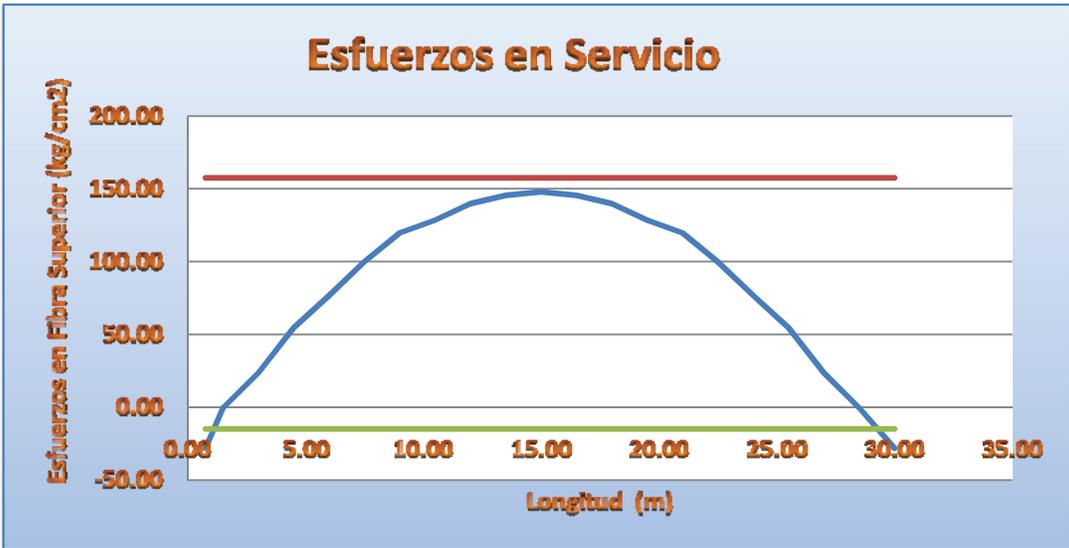
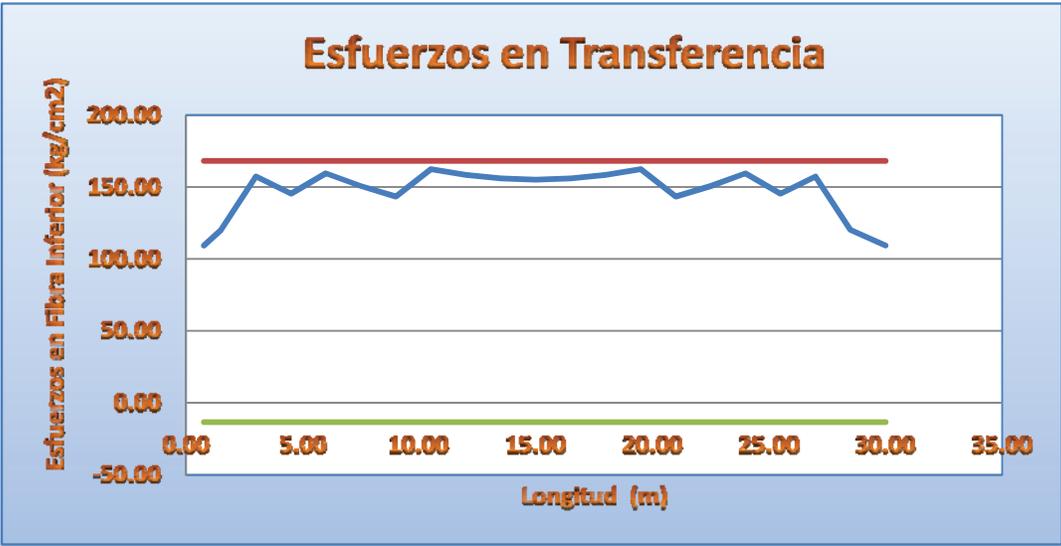
COMPRESIÓN	109.32 kg/cm <sup>2</sup>	<	168.00 kg/cm <sup>2</sup>	Ok
TENSIÓN	-40.00 kg/cm <sup>2</sup>	<	-13.39 kg/cm <sup>2</sup>	Excede Esfuerzo

**ESFUERZOS EN SERVICIO**

## AL CENTRO DEL CLARO

	ESFUERZO ACTUANTE		ESFUERZO PERMISIBLE	
COMPRESIÓN	148.01 kg/cm <sup>2</sup>	<	157.50 kg/cm <sup>2</sup>	Ok
TENSIÓN	-42.54 kg/cm <sup>2</sup>	<	-14.97 kg/cm <sup>2</sup>	Excede Esfuerzo

**GRÁFICAS DE ESFUERZOS A LO LARGO DEL CLARO**



### RESISTENCIA A FLEXIÓN ACI-318-11

$M_R = 725.40 \text{ Ton-m} < 832.54 \text{ Ton-m}$

No Pasa

### DISEÑO POR CORTANTE ACI-318-11

REVISIÓN A UNA DISTANCIA  $h/2$

CORTANTE ACTUANTE  $V_U = 111.42 \text{ Ton}$

CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO  $V_C = 48.05 \text{ Ton}$

POR LO QUE SE REQUIERE ACERO

SE PONDRÁN ESTRIBOS DEL 3 @ 9.00 2 RAMAS

REVISIÓN A UNA DISTANCIA  $0.25h$

CORTANTE ACTUANTE  $V_U = 68.16 \text{ Ton}$

CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO  $V_C = 19.15 \text{ Ton}$

POR LO QUE SE REQUIERE ACERO

SE PONDRÁN ESTRIBOS DEL 3 @ 11.00 2 RAMAS

REVISIÓN A UNA DISTANCIA  $0.35h$

CORTANTE ACTUANTE  $V_U = 48.46 \text{ Ton}$

CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO  $V_C = 19.15 \text{ Ton}$

POR LO QUE SE REQUIERE ACERO

SE PONDRÁN ESTRIBOS DEL 3 @ 19.00 2 RAMAS

## DEFLEXIONES

### CONTRAFLECHA

$$\Delta_{\text{PRESFUERZO}} = -10.40 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{PP}} = 4.89 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{CONTRAFLECHA}} = -5.51 \text{ cm}$$

### DEFLEXIÓN FINAL

$$\Delta_{\text{Pe}} = -3.91 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN POR PRESFUERZO

$$\Delta_{\text{Pf}} = -16.45 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN POR FLUJO PLÁSTICO

$$\Delta_{\text{CM}} = 3.78 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN POR CARGA MUERTA

$$\Delta_{\text{CV}} = 3.65 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA

$$\Delta_{\text{PP}} = 4.89 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN POR PESO PROPIO

$$\Delta_{\text{Total}} = 11.88 \text{ cm}$$

**CONTINUACIÓN DE APÉNDICE 1**  
**MODIFICACIÓN DE CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE TRABE PRETENSADA**

**MATERIALES**

		<b><u>UNIDAD</u></b>
CONCRETO EN LOSA		250 kg/cm <sup>2</sup>
CONCRETO EN TRABE		450 kg/cm <sup>2</sup>
RESISTENCIA DEL CONCRETO AL DESTENSAR	0.80	360 kg/cm <sup>2</sup>
MÓDULO DE ELÁSTICIDAD EN LOSA		237170.82 kg/cm <sup>2</sup>
MODULO DE ELÁSTICIDAD EN TRABE		318198.05 kg/cm <sup>2</sup>
MODULO DE ELÁSTICIDAD EN TRABE AL DESTENSAR		284604.99 kg/cm <sup>2</sup>
RESISTENCIA ACERO DE REFUERZO		4200 kg/cm <sup>2</sup>
RESISTENCIA ACERO DE PRESFUERZO		19000 kg/cm <sup>2</sup>
MODULO DE ELÁSTICIDAD DE ECERO DE PRESFUERZO		1960000 kg/cm <sup>2</sup>
PESO VOLUMÉTRICO CONCRETO		2.4 Ton/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMÉTRICO CARPETA ASFÁLTICA		2.2 Ton/m <sup>3</sup>

**DATOS GENERALES**

LONGITUD DEL CLARO		30.00 m
ANCHO TOTAL DE LA LOSA		13.06 m
ESPEJOR DE LA LOSA		0.18 m
ANCHO DE CARPETA		12.00 m
ESPEJOR DE CARPETA		0.12 m
TIPO DE TRABE		AASHTO 4
ALTURA DE LA TRABE		1.35 m
ÁREA DE LA TRABE		0.4974 m <sup>2</sup>
ANCHO DE BULBO INFERIOR		0.66 m
ALTURA DEL BULBO INFERIOR DE LA TRABE		0.20 m
SEPARACIÓN ENTRE EJES DE TRABES		1.40 m
NÚMERO DE TRABES		9 Adim.
NÚMERO DE DIAFRAGMAS		4 Adim.
ESPEJOR DE DIAFRAGMA		0.30 m
TIPO DE GUARNICIÓN	Tipo 2 Sobre Losa	Adim.
DESCARGA DE LA GUARNICIÓN		0.672 Ton/m
ANCHO DE BANQUETA		0.750 m
DESCARGA DE BANQUETA		0.000 Ton/m
DESCARGA DE LA FAJA SEPARADORA	NO	0.000 Ton/m
ALTURA FAJA SEPARADORA		0.200 m
ANCHO DE FAJA SEPARADORA		0.00 m
TIPO DE PARAPETO		T.34.3.1 Adim.
DESCARGA DEL PARAPETO		0.27 Ton/m

CAMIÓN DE DISEÑO		T3-S2-R4	Adim.
IMPACTO		0.22	Adim.
NÚMERO DE CARRILES CARGADOS		3.00	Adim.
FACTOR DE REDUCCIÓN POR CARRILES CARGADOS		0.90	Adim.
ESVIAJE DEL PUENTE	0.00 °	0.00	rad
HUMEDAD RELATIVA		60.00	%

### CARGA MUERTA EN TRABE

PESO DEL PARAPETO	0.03 Ton/m
PESO DE LA FAJA SEPARADORA	0.00 Ton/m
PESO DE LA GUARNICIÓN	0.07 Ton/m
PESO DE LA CARPETA ASFÁLTICA	0.38 Ton/m
PESO DE LA LOSA	0.63 Ton/m
PESO DE DIAFRAGMA	0.80 Ton
PESO DE LAS TRABES	1.19 Ton/m
CARGA MUERTA TOTAL	2.31 Ton/m

### PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

#### SECCIÓN SIMPLE

PERALTE	135 cm
ÁREA	4974 cm <sup>2</sup>
INERCIA	10261070 cm <sup>4</sup>
Y <sub>i</sub> =	61.5 cm
Y <sub>s</sub> =	73.5 cm
S <sub>i</sub> =	166846.67 cm <sup>3</sup>
S <sub>s</sub> =	139606.39 cm <sup>3</sup>

#### SECCIÓN COMPUESTA

PERALTE	153 cm
ÁREA	6852.30 cm <sup>2</sup>
INERCIA	19591651.65 cm <sup>4</sup>
Y <sub>L</sub> =	68.89 cm
Y <sub>i</sub> =	84.11 cm
Y <sub>s</sub> =	50.89 cm
S <sub>L</sub> =	284407.87 cm <sup>3</sup>
S <sub>i</sub> =	232917.17 cm <sup>3</sup>
S <sub>s</sub> =	385012.48 cm <sup>3</sup>

### ELEMENTOS MECÁNICOS MÁXIMOS

Los elementos mecánicos siguientes se desprenden del análisis longitudinal y transversal que se llevó a cabo en capítulo 3 y tomando en cuenta las acciones debidas a las cargas muertas sobre la trabe que se muestran arriba, bajo las combinaciones de carga establecidas en dicho capítulo.

$$M_U = 832.54 \text{ Ton-m}$$

$$V_U = 115.70 \text{ Ton}$$



**SERVICIO**

COMPRESIÓN

0.45

202.50

kg/cm<sup>2</sup>

TENSIÓN

0.8

16.97

kg/cm<sup>2</sup>

**RESUMEN DE ESFUERZOS**

**ESFUERZOS EN TRANSFERENCIA**

**AL CENTRO DEL CLARO**

	ESFUERZO ACTUANTE			ESFUERZO PERMISIBLE		
COMPRESIÓN	198.48	kg/cm <sup>2</sup>	<	216.00	kg/cm <sup>2</sup>	Ok
TENSIÓN	9.61	kg/cm <sup>2</sup>	>	-15.18	kg/cm <sup>2</sup>	Ok

**EN EL EXTREMO**

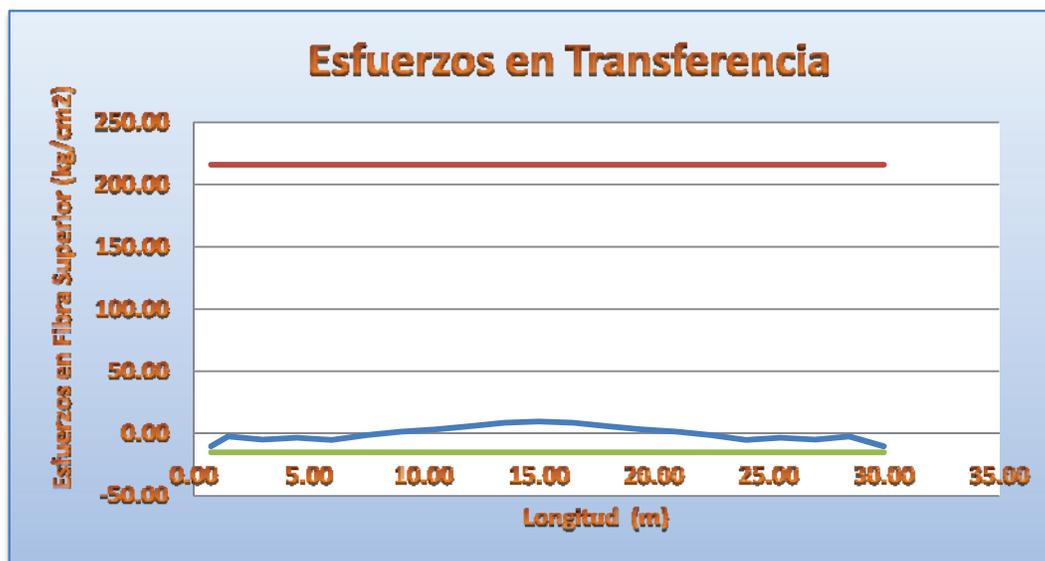
COMPRESIÓN	27.44	kg/cm <sup>2</sup>	<	216.00	kg/cm <sup>2</sup>	Ok
TENSIÓN	-10.35	kg/cm <sup>2</sup>	>	-15.18	kg/cm <sup>2</sup>	Ok

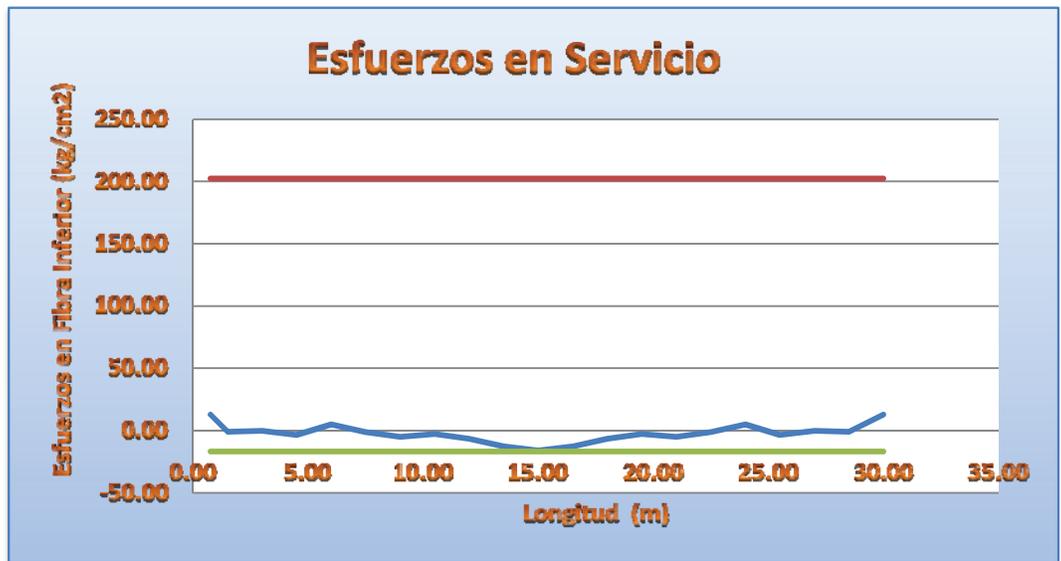
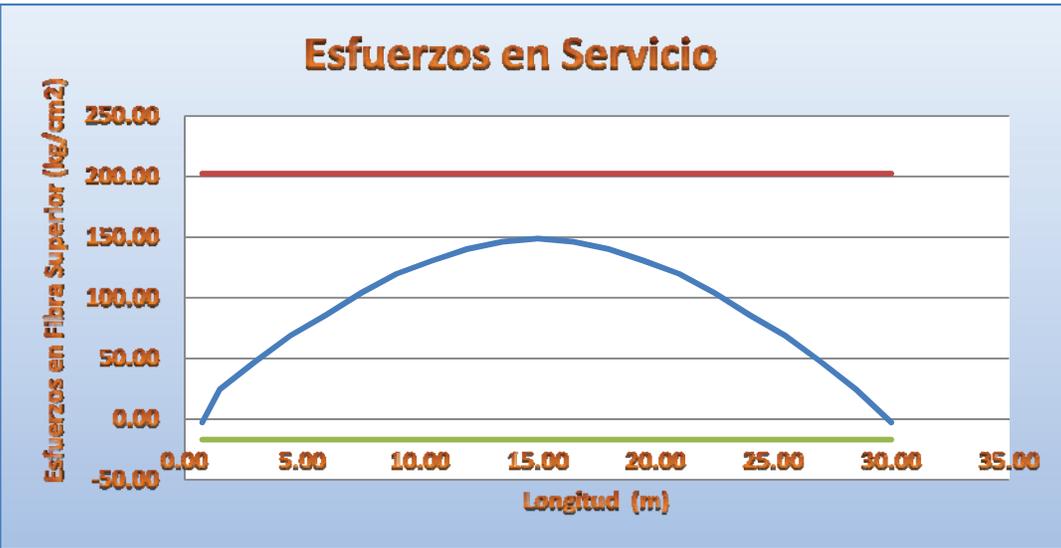
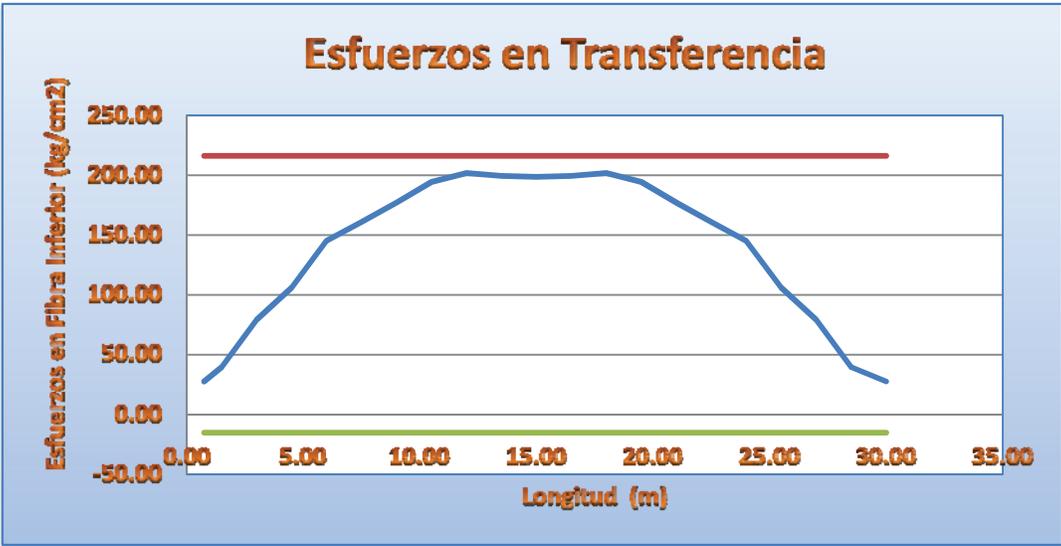
**ESFUERZOS EN SERVICIO**

**AL CENTRO DEL CLARO**

	ESFUERZO ACTUANTE			ESFUERZO PERMISIBLE		
COMPRESIÓN	148.79	kg/cm <sup>2</sup>	<	202.50	kg/cm <sup>2</sup>	Ok
TENSIÓN	-15.99	kg/cm <sup>2</sup>	>	-16.97	kg/cm <sup>2</sup>	Ok

**GRÁFICAS DE ESFUERZOS A LO LARGO DEL CLARO**





### RESISTENCIA A FLEXIÓN ACI-318-11

$M_R = 856.58 \text{ Ton-m} > 832.54 \text{ Ton-m}$

Ok

### DISEÑO POR CORTANTE ACI-318-11

REVISIÓN A UNA DISTANCIA  $h/2$

CORTANTE ACTUANTE  $V_U = 111.42 \text{ Ton}$

CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO  $V_C = 55.02 \text{ Ton}$

POR LO QUE SE REQUIERE ACERO

SE PONDRÁN ESTRIBOS DEL 3 @ 10.00 2 RAMAS

REVISIÓN A UNA DISTANCIA  $0.25h$

CORTANTE ACTUANTE  $V_U = 68.16 \text{ Ton}$

CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO  $V_C = 21.92 \text{ Ton}$

POR LO QUE SE REQUIERE ACERO

SE PONDRÁN ESTRIBOS DEL 3 @ 12.00 2 RAMAS

REVISIÓN A UNA DISTANCIA  $0.35h$

CORTANTE ACTUANTE  $V_U = 48.46 \text{ Ton}$

CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO  $V_C = 21.92 \text{ Ton}$

POR LO QUE SE REQUIERE ACERO

SE PONDRÁN ESTRIBOS DEL 3 @ 21.00 2 RAMAS

**CONTINUACIÓN DE APÉNDICE 1**  
**MODIFICACIÓN DEL TIPO DE TRABE PRETENSADA**

**MATERIALES**

		<b><u>UNIDAD</u></b>
CONCRETO EN LOSA		250 kg/cm <sup>2</sup>
CONCRETO EN TRABE		400 kg/cm <sup>2</sup>
RESISTENCIA DEL CONCRETO AL DESTENSAR	0.80	320 kg/cm <sup>2</sup>
MÓDULO DE ELÁSTICIDAD EN LOSA		237170.82 kg/cm <sup>2</sup>
MODULO DE ELÁSTICIDAD EN TRABE		300000.00 kg/cm <sup>2</sup>
MODULO DE ELÁSTICIDAD EN TRABE AL DESTENSAR		268328.16 kg/cm <sup>2</sup>
RESISTENCIA ACERO DE REFUERZO		4200 kg/cm <sup>2</sup>
RESISTENCIA ACERO DE PRESFUERZO		19000 kg/cm <sup>2</sup>
MODULO DE ELÁSTICIDAD DE ECERO DE PRESFUERZO		1960000 kg/cm <sup>2</sup>
PESO VOLUMÉTRICO CONCRETO		2.4 Ton/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMÉTRICO CARPETA ASFÁLTICA		2.2 Ton/m <sup>3</sup>

**DATOS GENERALES**

LONGITUD DEL CLARO		30.00 m
ANCHO TOTAL DE LA LOSA		13.06 m
ESPEJOR DE LA LOSA		0.18 m
ANCHO DE CARPETA		12.00 m
ESPEJOR DE CARPETA		0.12 m
TIPO DE TRABE		AASHTO 5
ALTURA DE LA TRABE		1.6 m
ÁREA DE LA TRABE		0.6463 m <sup>2</sup>
ANCHO DE BULBO INFERIOR		0.71 m
ALTURA DEL BULBO INFERIOR DE LA TRABE		0.20 m
SEPARACIÓN ENTRE EJES DE TRABES		2.20 m
NÚMERO DE TRABES		6 Adim.
NÚMERO DE DIAFRAGMAS		4 Adim.
ESPEJOR DE DIAFRAGMA		0.30 m
TIPO DE GUARNICIÓN	Tipo 2 Sobre Losa	Adim.
DESCARGA DE LA GUARNICIÓN		0.672 Ton/m
ANCHO DE BANQUETA		0.750 m
DESCARGA DE BANQUETA		0.000 Ton/m
DESCARGA DE LA FAJA SEPARADORA	NO	0.000 Ton/m
ALTURA FAJA SEPARADORA		0.200 m
ANCHO DE FAJA SEPARADORA		0.00 m
TIPO DE PARAPETO		T.34.3.1 Adim.
DESCARGA DEL PARAPETO		0.27 Ton/m

CAMIÓN DE DISEÑO		T3-S2-R4	Adim.
IMPACTO		0.22	Adim.
NÚMERO DE CARRILES CARGADOS		3.00	Adim.
FACTOR DE REDUCCIÓN POR CARRILES CARGADOS		0.90	Adim.
ESVIAJE DEL PUENTE	0.00 °	0.00	rad
HUMEDAD RELATIVA		60.00	%

### CARGA MUERTA EN TRABE

PESO DEL PARAPETO	0.04	Ton/m
PESO DE LA FAJA SEPARADORA	0.00	Ton/m
PESO DE LA GUARNICIÓN	0.11	Ton/m
PESO DE LA CARPETA ASFÁLTICA	0.57	Ton/m
PESO DE LA LOSA	0.94	Ton/m
PESO DE DIAFRAGMA	1.55	Ton
PESO DE LAS TRABES	1.55	Ton/m
CARGA MUERTA TOTAL	3.22	Ton/m

### PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

#### SECCIÓN SIMPLE

PERALTE	160	cm
ÁREA	6463	cm <sup>2</sup>
INERCIA	21565254	cm <sup>4</sup>
Y <sub>i</sub> =	81.3	cm
Y <sub>s</sub> =	78.7	cm
S <sub>i</sub> =	265255.28	cm <sup>3</sup>
S <sub>s</sub> =	274018.48	cm <sup>3</sup>

#### SECCIÓN COMPUESTA

PERALTE	178	cm
ÁREA	9593.65	cm <sup>2</sup>
INERCIA	37871036.47	cm <sup>4</sup>
Y <sub>L</sub> =	68.08	cm
Y <sub>i</sub> =	109.92	cm
Y <sub>s</sub> =	50.08	cm
S <sub>L</sub> =	556262.37	cm <sup>3</sup>
S <sub>i</sub> =	344536.63	cm <sup>3</sup>
S <sub>s</sub> =	756191.95	cm <sup>3</sup>

### ELEMENTOS MECÁNICOS MÁXIMOS

Los elementos mecánicos siguientes se desprenden del análisis longitudinal y transversal que se llevó a cabo en capítulo 3 y tomando en cuenta las acciones debidas a las cargas muertas sobre la trabe que se muestran arriba, bajo las combinaciones de carga establecidas en dicho capítulo.

$$M_U = 966.30 \text{ Ton-m}$$

$$V_U = 133.53 \text{ Ton}$$



**SERVICIO**

COMPRESIÓN

0.45

180.00

kg/cm<sup>2</sup>

TENSIÓN

0.8

16.00

kg/cm<sup>2</sup>

## RESUMEN DE ESFUERZOS

**ESFUERZOS EN TRANSFERENCIA**

## AL CENTRO DEL CLARO

	ESFUERZO ACTUANTE			ESFUERZO PERMISIBLE		
COMPRESIÓN	169.42	kg/cm <sup>2</sup>	<	192.00	kg/cm <sup>2</sup>	Ok
TENSIÓN	7.89	kg/cm <sup>2</sup>	>	-14.31	kg/cm <sup>2</sup>	Ok

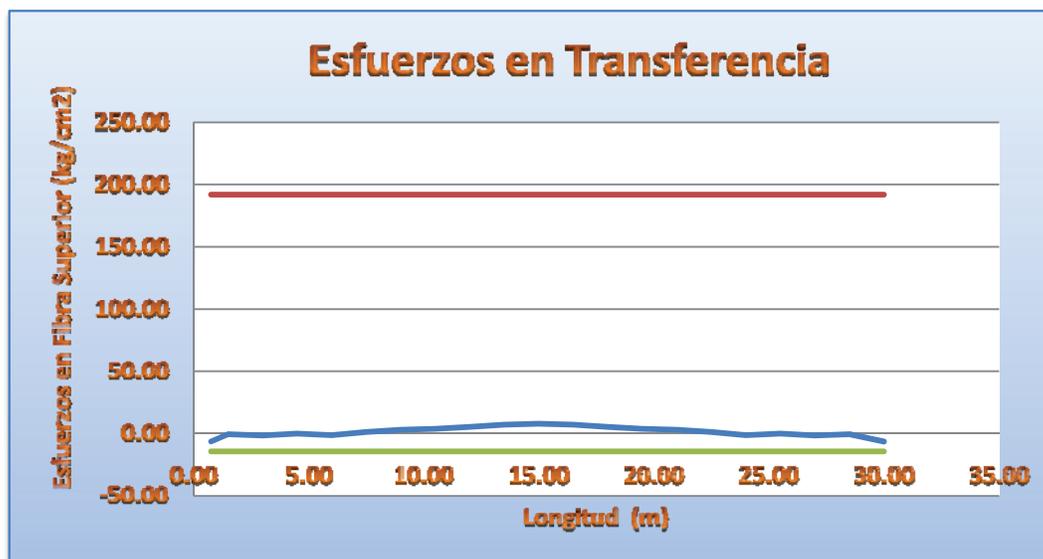
## EN EL EXTREMO

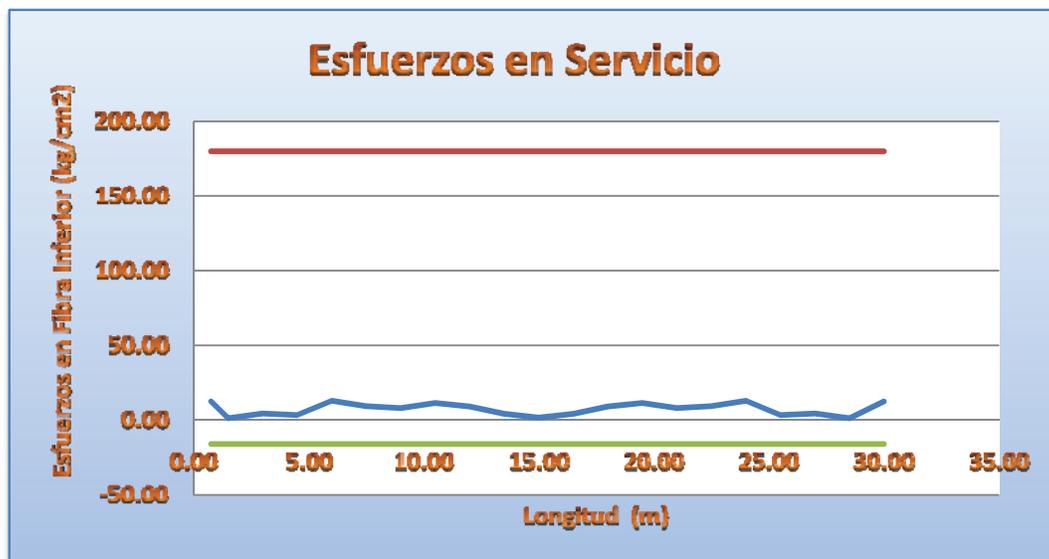
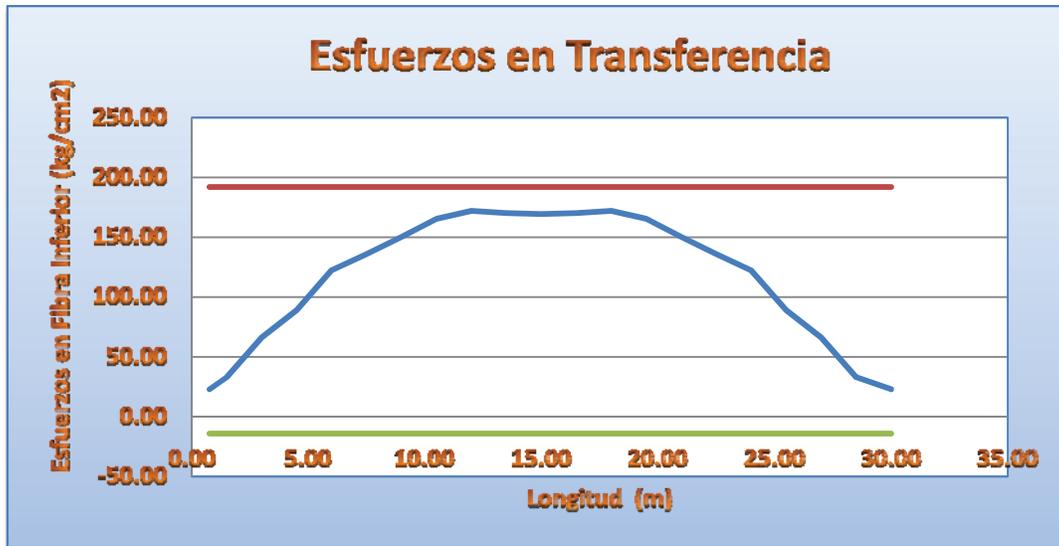
COMPRESIÓN	22.70	kg/cm <sup>2</sup>	<	192.00	kg/cm <sup>2</sup>	Ok
TENSIÓN	-6.35	kg/cm <sup>2</sup>	>	-14.31	kg/cm <sup>2</sup>	Ok

**ESFUERZOS EN SERVICIO**

## AL CENTRO DEL CLARO

	ESFUERZO ACTUANTE			ESFUERZO PERMISIBLE		
COMPRESIÓN	96.21	kg/cm <sup>2</sup>	<	180.00	kg/cm <sup>2</sup>	Ok
TENSIÓN	1.71	kg/cm <sup>2</sup>	>	-16.00	kg/cm <sup>2</sup>	Ok

**GRÁFICAS DE ESFUERZOS A LO LARGO DEL CLARO**



### RESISTENCIA A FLEXIÓN ACI-318-11

$M_R = 1057.59 \text{ Ton-m} > 966.30 \text{ Ton-m}$

Ok

### DISEÑO POR CORTANTE ACI-318-11

REVISIÓN A UNA DISTANCIA  $h/2$

CORTANTE ACTUANTE  $V_U = 127.93 \text{ Ton}$

CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO  $V_C = 61.85 \text{ Ton}$

POR LO QUE SE REQUIERE ACERO

SE PONDRÁN ESTRIBOS DEL 3 @ 10.00 2 RAMAS

REVISIÓN A UNA DISTANCIA  $0.25h$

CORTANTE ACTUANTE  $V_U = 77.08 \text{ Ton}$

CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO  $V_C = 25.59 \text{ Ton}$

POR LO QUE SE REQUIERE ACERO

SE PONDRÁN ESTRIBOS DEL 3 @ 13.00 2 RAMAS

REVISIÓN A UNA DISTANCIA  $0.35h$

CORTANTE ACTUANTE  $V_U = 53.81 \text{ Ton}$

CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO  $V_C = 24.65 \text{ Ton}$

POR LO QUE SE REQUIERE ACERO

SE PONDRÁN ESTRIBOS DEL 3 @ 23.00 2 RAMAS

**APÉNDICE 2**  
**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE ESTRIBO**

**MATERIALES**

	Peso Volumétrico (Ton/m <sup>3</sup> )
CONCRETO	2.4
CARPETA	2.2
RELLENO	1.8

**DATOS GENERALES**

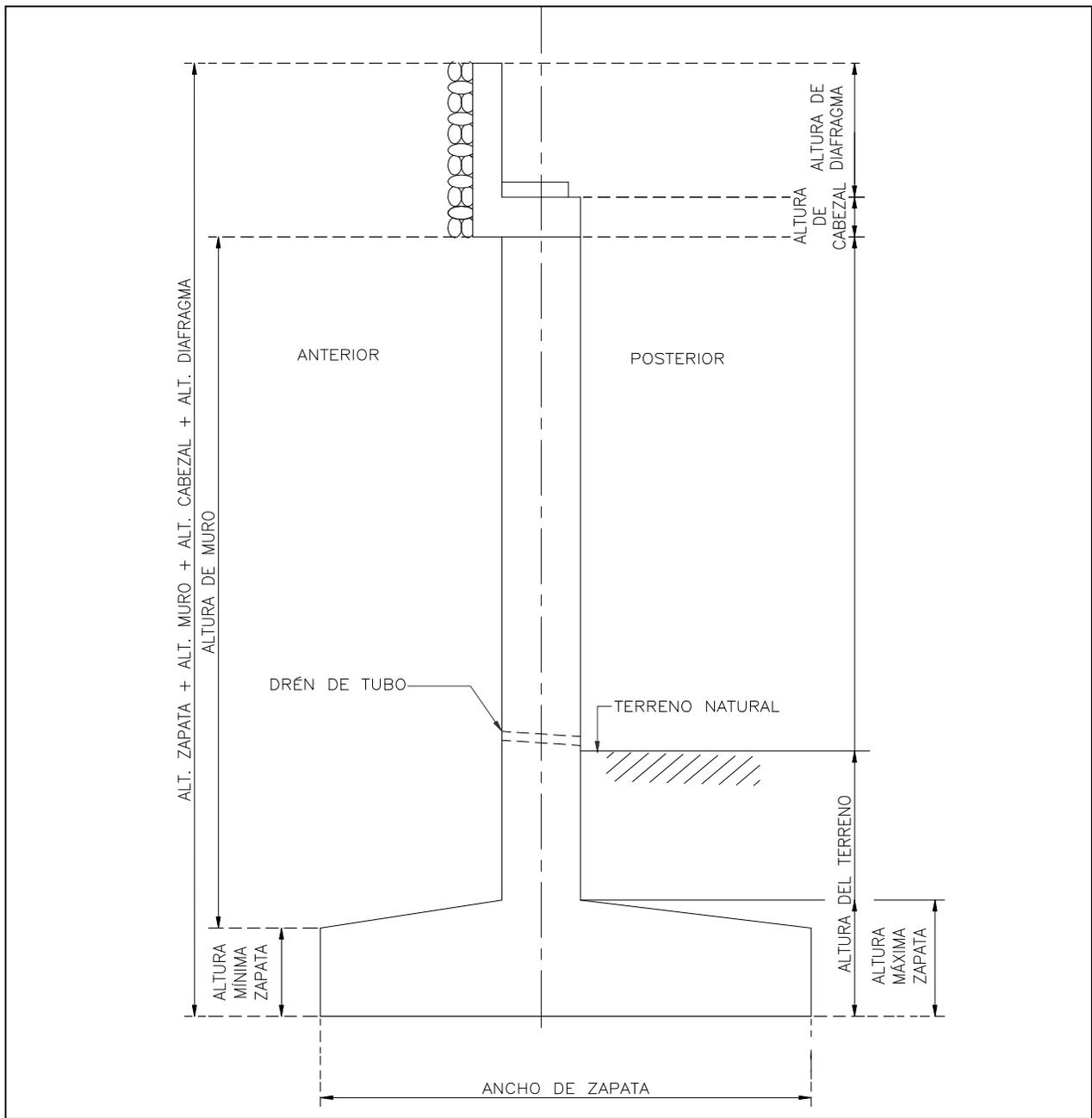
**UNIDAD**

ÁNGULO DE REPOSO DEL MATERIAL DE RELLENO ( $\phi^\circ$ )=	32.00	=	0.559 Rad.
ÁNGULO DE INCLINACIÓN DEL TERRENO ( $\beta^\circ$ ) =	0.00	=	0.000 Rad.
ÁNGULO DE INCLINACIÓN DEL MURO ( $\psi^\circ$ )	90.00	=	1.571 Rad.
ÁNGULO DE FRICCIÓN SUELO-MURO ( $\delta = (2/3)\phi^\circ$ )	21.33	=	0.372 Rad.
CAPACIDAD RESISTENTE DEL SUELO			40.00 Ton/m
LONGITUD DEL CLARO			15.00 m
ANCHO TOTAL DE LA LOSA			13.06 m
ESPESOR DE LA LOSA			0.18 m
ANCHO DE CARPETA			12.00 m
ESPESOR DE CARPETA			0.12 m
TIPO DE TRABE			AASHTO 4
ALTURA DE LA TRABE			1.35 m
ÁREA DE LA TRABE			0.4974 m <sup>2</sup>
ANCHO DE BULBO INFERIOR			0.66 m
ALTURA DEL BULBO INFERIOR DE LA TRABE			0.20 m
SEPARACIÓN ENTRE EJES DE TRABES			2.20 m
NÚMERO DE TRABES			6.00 Adim.
NÚMERO DE DIAFRAGMAS			4.00 Adim.
ESPESOR DE DIAFRAGMA			0.30 m
TIPO DE GUARNICIÓN		Tipo 2 Sobre Losa	Adim.
DESCARGA DE LA GUARNICIÓN			0.672 Ton/m
ANCHO DE BANQUETA			0.00 m
DESCARGA DE BANQUETA			0.000 Ton/m
DESCARGA DE LA FAJA SEPARADORA		NO	0.000 Ton/m
ANCHO DE FAJA SEPARADORA			0.00 m
TIPO DE PARAPETO			T.34.3.1
DESCARGA DEL PARAPETO			0.13 Ton/m
CAMIÓN DE DISEÑO			T3-S2-R4
CORTANTE MÁXIMO POR CARGA VIVA (TABLAS)			34.91 Ton
NÚMERO DE CARRILES CARGADOS			3.00 Adim.
LOSA DE ACCESO			SI Adim.
FACTOR DE REDUCCIÓN POR CARRILES CARGADOS			0.90 Adim.

COEFICIENTE DE DUCTILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA		4.00 Adim.
COEFICIENTE DE DUCTILIDAD DE LA SUBESTRUCTURA		2.00 Adim.
PERALTE DE TRABE + LOSA + GUARNICIÓN + PARAPETO		2.33 m
RADIO DE CURVATURA		0.00 m
VELOCIDAD DE PROYECTO		110.00 Km/h
ESVIAJE DEL PUENTE	0.00 °	0.00 rad
TIPO DE ZONA SÍSMICA		B Adim.
TIPO DE SUELO		I Adim.
COEFICIENTE SÍSMICO		0.14 Adim.

### **GEOMETRÍA DEL ESTRIBO**

ALTURA DE DIAFRAGMA		1.80 m
ANCHO DEL DIAFRAGMA		0.30 m
ALTURA DE CABEZAL		0.00 m
ANCHO DE CABEZAL		0.00 m
LONGITUD TOTAL DEL CABEZAL		13.06 m
ALTURA DE MURO		2.78 m
ANCHO SUPERIOR DE MURO		0.94 m
ANCHO INFERIOR DE MURO		0.94 m
ALTURA MÁXIMA DE ZAPATA		0.50 m
ALTURA MÍNIMA DE ZAPATA		0.50 m
ANCHO DE ZAPATA		2.30 m
LONGITUD TOTAL DE ZAPATA		13.06 m
DIST. DEL PAÑO DEL DIAFRAGMA AL PAÑO POSTERIOR DEL CABEZAL		0.64 m
DISTANCIA DEL EJE DE APOYOS AL PAÑO DEL DIAFRAGMA		0.34 m
DISTANCIA DEL EJE DE APOYOS AL PAÑO POSTERIOR DEL CABEZAL		0.30 m
DIST. DEL PAÑO DEL DIAFRAGMA AL PAÑO ANTERIOR DEL CABEZAL		0.00 m
DIST. DEL EJE DE APOYOS AL PAÑO POSTERIOR DE ZAPATA		1.16 m
DIST. DEL EJE DE APOYOS AL PAÑO ANTERIOR DE ZAPATA		1.14 m
DIST. DEL PAÑO ANTERIOR DEL MURO AL PAÑO ANTERIOR DE ZAP.		0.50 m
DIST. DEL PAÑO POSTERIOR DEL MURO AL PAÑO POSTERIOR DE ZAP.		0.86 m
DIST. DEL PAÑO ANTERIOR DEL DIAF. AL PAÑO ANTERIOR DE ZAP.		0.50 m
DIST. DEL EJE DE APOYOS AL CENTRO DE MURO		-0.17 m
DIST. DEL PAÑO ANTERIOR DE CABEZAL AL PAÑO ANT. DE MURO		0.00 m
DIST. DEL CENTRO DE MURO A CENTRO DE ZAPATA		0.18 m
LONGITUD DEL ALERO		2.50 m
ESPESOR DEL ALERO		0.53 m
ALTURA DEL TERRENO		2.78 m
ALT. DE MURO + ALT. DE CABEZAL + ALT. DEL DIAFRAGMA		4.58 m
ALT. DE ZAP. + ALT. DE MURO + ALT. DEL CAB. + ALT. DEL DIAF.		5.08 m



**Diagrama de Geometría del Estribo**

**CARGAS**

PESO POR CARGA VIVA	94.24 Ton
PESO DEL PARAPETO	0.99 Ton
PESO DE LA FAJA SEPARADORA	0.00 Ton
PESO DE LA GUARNICIÓN	5.04 Ton
PESO DE LA CARPETA ASFÁLTICA	23.76 Ton

PESO DE LA LOSA	42.31 Ton
PESO DE DIAFRAGMAS (EN EL CLARO)	15.59 Ton
PESO DE LAS TRABES	53.72 Ton
PESO DEL DIAFRAGMA (EN CARGADERO)	16.93 Ton
PESO DE ALEROS	21.47 Ton
PESO DEL CABEZAL	0.00 Ton
PESO DEL MURO	81.91 Ton
PESO DE LA ZAPATA	13.70 Ton
PESO ANTERIOR DE RELLENO	53.83 Ton
PESO POSTERIOR DEL RELLENO	46.09 Ton

### **RESUMEN DE CARGAS**

CARGA MUERTA DE LA SUPERESTRUCTURA	141.41 Ton
CARGA VIVA	94.24 Ton
CARGA DEL ESTRIBO	134.01 Ton
DESCARGA POR TRABE DE CARGA MUERTA	23.57 Ton
DESCARGA POR TRABE DE CARGA VIVA	15.71 Ton

Las fuerzas que se muestran a continuación se obtuvieron de acuerdo a lo especificado en el capítulo 3 de este trabajo, a excepción de las fuerzas por sismo que se obtuvieron de acuerdo a lo especificado en el capítulo 4 y la fuerza por fricción, que se considero como un porcentaje de la carga muerta.

### **FUERZAS LONGITUDINALES**

GRUPO DE COMBINACIÓN PARA VIENTO	III
FUERZA CENTRÍFUGA	0.00 Ton
FUERZA POR FRICCIÓN	7.07 Ton
FUERZA POR FRENAJE	3.03 Ton
FUERZA POR VIENTO NORMAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.00 Ton
FUERZA POR VIENTO LONGITUDINAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.54 Ton
FUERZA POR VIENTO NORMAL EN LA CARGA VIVA	0.00 Ton
FUERZA POR VIENTO LONGITUDINAL EN LA CARGA VIVA	0.78 Ton
FUERZA POR SISMO LONGITUDINAL EN LA SUPERESTRUCTURA	7.42 Ton
FUERZA POR SISMO TRANSVERSAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.00 Ton

### **FUERZAS TRANSVERSALES**

FUERZA CENTRÍFUGA	0.00 Ton
FUERZA POR FRICCIÓN	0.00 Ton
FUERZA POR FRENAJE	0.00 Ton
FUERZA POR VIENTO NORMAL EN LA SUPERESTRUCTURA	1.28 Ton
FUERZA POR VIENTO LONGITUDINAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.00 Ton
FUERZA POR VIENTO NORMAL EN LA CARGA VIVA	1.01 Ton
FUERZA POR VIENTO LONGITUDINAL EN LA CARGA VIVA	0.00 Ton
FUERZA POR SISMO LONGITUDINAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.00 Ton

FUERZA POR SISMO TRANSVERSAL EN LA SUPERESTRUCTURA 2.23 Ton

**FUERZAS POR EMPUJE DE TIERRAS**

FACTOR DE REDUCCIÓN POR EMPUJE DE TIERRAS ( SI HAY TIERRA ARMADA)	1.00 Adim.
EMPUJE DE TIERRAS SOBRE ESTRIBO	115.90 Ton
EMPUJE DE TIERRAS POR SOBRECARGA VIVA	0.00 Ton
FUERZA TOTAL POR EMPUJE DE TIERRAS	115.90 Ton
INCREMENTO DE EMPUJE DE TIERRAS POR SISMO	3.43 Ton
FUERZA SÍSMICA EN DIAFRAGMA	1.78 Ton
FUERZA SÍSMICA EN ALEROS	2.25 Ton
FUERZA SÍSMICA EN CABEZAL	0.00 Ton
FUERZA SÍSMICA EN MURO	8.60 Ton
FUERZA SÍSMICA EN ZAPATA	1.44 Ton
FUERZA SÍSMICA TOTAL EN ESTRIBO	14.07 Ton
MOMENTO POR CARGA MUERTA DE LA SUPERESTRUCTURA	-24.04 Ton-m
MOMENTO POR CARGA VIVA	-16.02 Ton-m

Los momentos que se presentan a continuación se obtuvieron de acuerdo a la ubicación de las fuerzas que se establece en el capítulo 3 de este trabajo.

**MOMENTOS POR FUERZAS LONGITUDINALES**

MOMENTO POR FUERZA CENTRÍFUGA	0.00 Ton-m
MOMENTO POR FUERZA DE FRICCIÓN	20.36 Ton-m
MOMENTO POR FRENAJE	19.42 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO NORMAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.00 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO LONGITUDINAL A LA ESTRUCTURA	1.92 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO NORMAL EN LA CARGA VIVA	0.00 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO LONGITUDINAL A LA CARGA VIVA	5.02 Ton-m
MOMENTO POR SISMO LONGITUDINAL EN LA SUPERESTRUCTURA	26.39 Ton-m
MOMENTO POR SISMO TRANASVERSAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.00 Ton-m
MOMENTO DEL DIAFRAGMA	-5.42 Ton-m
MOMENTO POR LOS ALEROS	-35.28 Ton-m
MOMENTO DEL MURO	0.00 Ton-m
MOMENTO DEL CABEZAL	0.00 Ton-m
MOMENTO DEL RELLENO	-15.26 Ton-m
MOMENTO DE LA ZAPATA	0.00 Ton-m
MOMENTO TOTAL DEL ESTRIBO	-55.96 Ton-m
MOMENTO POR EMPUJE DE TIERRAS SOBRE ESTRIBO	196.26 Ton-m
MOMENTO POR SOBRECARGA VIVA	0.00 Ton-m
MOMENTO TOTAL POR EMPUJE DE TIERRAS	196.26 Ton-m
MOMENTO POR EMPUJE DE TIERRAS POR SISMO	138.73 Ton-m
MOMENTO POR SISMO EN EL DIAFRAGMA	1.60 Ton-m
MOMENTO POR SISMO EN LOS ALEROS	2.71 Ton-m

MOMENTO POR SISMO EN EL CABEZAL	0.00 Ton-m
MOMENTO POR SISMO EN EL MURO	11.95 Ton-m
MOMENTO TOTAL POR SISMO EN ESTRIBO	16.26 Ton-m

### **MOMENTOS POR FUERZAS TRANSVERSALES**

MOMENTO POR FUERZA CENTRÍFUGA	0.00 Ton-m
MOMENTO POR FUERZA DE FRICCIÓN	0.00 Ton-m
MOMENTO POR FRENAJE	0.00 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO NORMAL EN LA SUPERESTRUCTURA	4.55 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO LONGITUDINAL A LA ESTRUCTURA	0.00 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO NORMAL EN LA CARGA VIVA	6.45 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO LONGITUDINAL A LA CARGA VIVA	0.00 Ton-m
MOMENTO POR SISMO LONGITUDINAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.00 Ton-m
MOMENTO POR SISMO TRANSVERSAL EN LA SUPERESTRUCTURA	7.92 Ton-m
MOMENTO POR SISMO EN EL DIAFRAGMA	0.48 Ton-m
MOMENTO POR SISMO EN LOS ALEROS	0.81 Ton-m
MOMENTO POR SISMO EN EL CABEZAL	0.00 Ton-m
MOMENTO TOTAL POR SISMO EN ESTRIBO	1.29 Ton-m

### **ELEMENTOS MECÁNICOS POR GRUPO FACTORIZADOS**

Las siguientes fuerzas y momentos se han obtenido de acuerdo a las combinaciones y porcentajes de esfuerzos unitarios establecidos en el capítulo 3 de este trabajo.

#### **"GRUPO I"**

CARGA VERTICAL	469.59 Ton
MOMENTO POR CARGA VERTICAL	-96.02 Ton-m
MOMENTO POR CARGA VERTICAL (PARA VOLTEO)	-621.83 Ton-m
FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL	115.90 Ton
MOMENTO POR FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL	196.26 Ton-m
MOMENTO POR FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL (PARA VOLTEO)	196.26 Ton-m
FUERZA HORIZONTAL TRANSVERSAL	0.00 Ton
MOMENTO POR FUERZA HORIZONTAL TRANSVERSAL	0.00 Ton-m
COEFICIENTE DE VOLTEO	3.17 Adim.
COEFICIENTE DE DESLIZAMIENTO	2.43 Adim.

#### **"GRUPO III"**

CARGA VERTICAL	375.67 Ton
MOMENTO POR CARGA VERTICAL	-76.82 Ton-m
MOMENTO POR CARGA VERTICAL (PARA VOLTEO)	-497.46 Ton-m
FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL	101.86 Ton
MOMENTO POR FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL	194.39 Ton-m
MOMENTO POR FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL (PARA VOLTEO)	198.96 Ton-m
FUERZA HORIZONTAL TRANSVERSAL	1.83 Ton

MOMENTO POR FUERZA HORIZONTAL TRANSVERSAL	8.80 Ton-m
COEFICIENTE DE VOLTEO	2.50 Adim.
COEFICIENTE DE DESLIZAMIENTO	2.21 Adim.

**"GRUPO VII"**

CARGA VERTICAL	282.21 Ton
MOMENTO POR CARGA VERTICAL	-60.15 Ton-m
MOMENTO POR CARGA VERTICAL (PARA VOLTEO)	-348.67 Ton-m
FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL	75.70 Ton
MOMENTO POR FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL	136.38 Ton-m
MOMENTO POR FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL (PARA VOLTEO)	131.69 Ton-m
FUERZA HORIZONTAL TRANSVERSAL	4.85 Ton
MOMENTO POR FUERZA HORIZONTAL TRANSVERSAL	6.92 Ton-m
COEFICIENTE DE VOLTEO	2.65 Adim.
COEFICIENTE DE DESLIZAMIENTO	2.76 Adim.

**PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA ZAPATA**

ÁREA	30.04 m <sup>2</sup>
MODULO DE SECCIÓN TRANSVERSAL S <sub>x</sub>	65.38 m <sup>3</sup>
MODULO DE SECCIÓN LONGITUDINAL S <sub>y</sub>	11.51 m <sup>3</sup>

**"GRUPO I"**

CARGA VERTICAL	469.59 Ton
MOMENTO EN Y	196.26 Ton-m
MOMENTO EN X	0.00 Ton-m
EXCENRICIDAD LONGITUDINAL e <sub>y</sub>	0.42 m
EXCENRICIDAD TRANSVERSAL e <sub>x</sub>	0.00 m

$$\sigma = P_u/A \pm M_x/S_x \pm M_y/S_y$$

$\sigma_1 =$	32.68	T/m <sup>2</sup>
$\sigma_2 =$	-1.41	T/m <sup>2</sup>
$\sigma_3 =$	32.68	T/m <sup>2</sup>
$\sigma_4 =$	-1.41	T/m <sup>2</sup>

ESFUERZO ACTUANTE EN EL SUELO	19.10	T/m <sup>2</sup>	<	40.00	T/m <sup>2</sup>
-------------------------------	-------	------------------	---	-------	------------------

**"GRUPO III"**

CARGA VERTICAL	375.67 Ton
MOMENTO EN Y	194.39 Ton-m
MOMENTO EN X	8.80 Ton-m
EXCENRICIDAD LONGITUDINAL e <sub>y</sub>	0.52 m

EXCENTRICIDAD TRANSVERSAL  $e_x$

0.02 m

$$\sigma = P_u/A \pm M_x/S_x \pm M_y/S_y$$

$\sigma_1 =$	29.52	T/m <sup>2</sup>
$\sigma_2 =$	-4.24	T/m <sup>2</sup>
$\sigma_3 =$	29.25	T/m <sup>2</sup>
$\sigma_4 =$	-4.51	T/m <sup>2</sup>

ESFUERZO ACTUANTE EN EL SUELO

16.17 T/m<sup>2</sup> < 40.00 T/m<sup>2</sup>

### "GRUPO VII"

CARGA VERTICAL

282.21 Ton

MOMENTO EN Y

136.38 Ton-m

MOMENTO EN X

6.92 Ton-m

EXCENTRICIDAD LONGITUDINAL  $e_y$

0.48 m

EXCENTRICIDAD TRANSVERSAL  $e_x$

0.02 m

$$\sigma = P_u/A \pm M_x/S_x \pm M_y/S_y$$

$\sigma_1 =$	21.34	T/m <sup>2</sup>
$\sigma_2 =$	-2.34	T/m <sup>2</sup>
$\sigma_3 =$	21.13	T/m <sup>2</sup>
$\sigma_4 =$	-2.55	T/m <sup>2</sup>

ESFUERZO ACTUANTE EN EL SUELO

11.92 T/m<sup>2</sup> < 40.00 T/m<sup>2</sup>

### DISEÑO DE LA ZAPATA

#### DISEÑO POR FLEXIÓN ACI-318-11

Momento actuante  $M_u =$  37.58 Ton-m

$$M_u = \phi A_s f_y d [1 - 0.6 (A_s f_y / b d f'_c)]$$

$$f'_c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$r = 10.00 \text{ cm}$$

$$d = 40.00 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90 \text{ Adim.}$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ Adim.}$$

Constantes de la ecuación de segundo grado

$$a = 381.02$$

$$b = -151200$$

$$c = 3757924.97$$

De donde se obtiene la siguiente cantidad de Acero

$$A_{s1} = 26.64 \text{ cm}^2 \qquad A_{s2} = 370.18 \text{ cm}^2$$

Por lo que se tomará  $A_s = 26.64 \text{ cm}^2$

$$A_{s\text{mín}} = 13.81 \text{ cm}^2 \qquad A_{s\text{máx}} = 75.89 \text{ cm}^2$$

Por lo que el área de acero requerida es:  $A_s = 26.64 \text{ cm}^2$

Proponiendo Varillas del 8.00  $\rightarrow A_{\text{var}} = 5.06 \text{ cm}^2$

$S = 19.00 \text{ cm}$  (Refuerzo Principal Por Flexión Lecho Inferior)

### REVISIÓN POR CORTANTE ACI-318-11

Peralte en la sección crítica  $d_c = 40.00 \text{ cm}$

Cortante actuante  $V_u = 15.03 \text{ Ton}$  Esfuerzo cortante  $v_u = 3.76 \text{ kg/cm}^2$

Cortante que resiste el concreto  $V_{CR} = 8.38 \text{ kg/cm}^2 > 3.76 \text{ kg/cm}^2$

### REVISIÓN POR PENETRACIÓN ACI-318-11

Cortante actuante  $V_u = 469.59 \text{ Ton}$  Esfuerzo cortante  $v_u = 8.99 \text{ kg/cm}^2$

Cortante que resiste el concreto  $V_{CR} = 11.86 \text{ kg/cm}^2 > 8.99 \text{ kg/cm}^2$

Acero de Distribución (% Acero Principal por Flexión)

$$A_d = 13.32 \text{ cm}^2$$

Proponiendo Varillas del 6.00  $\rightarrow A_{\text{var}} = 2.85 \text{ cm}^2$

$S = 21.00 \text{ cm}$  (Perpendicular Al Acero de Flexión, Lechos Superior E Inferior)

Acero pr Temperatura

$$A_T = 12.00 \text{ cm}^2$$

Proponiendo Varillas del 6.00  $\rightarrow A_{\text{var}} = 2.85 \text{ cm}^2$

$S = 23.00 \text{ cm}$  (Lecho Superior Paralelo A Acero Por Flexión)

## DISEÑO DEL MURO DEL ESTRIBO

Momento Último  $M_u = 196.26$  Ton-m

## DISEÑO POR FLEXIÓN ACI 318-11

$$M_u = \phi A_s f_y d [1 - 0.6 (A_s f_y / b d f'_c)]$$

$$\begin{aligned} f'_c &= 250.00 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200.00 \text{ kg/cm}^2 \\ b &= 1306.00 \text{ cm} \\ r &= 5.00 \text{ cm} \\ d &= 89.00 \text{ cm} \\ \phi &= 0.90 \text{ Adim.} \\ \beta_1 &= 0.85 \text{ Adim.} \end{aligned}$$

Constantes de la ecuación de segundo grado

$$\begin{aligned} a &= 29.17 & b &= -336420 \\ c &= 19625942.88 \end{aligned}$$

De donde se obtiene la siguiente cantidad de Acero

$$A_{s1} = 11472.52 \text{ cm}^2 \qquad A_{s2} = 58.64 \text{ cm}^2$$

Por lo que se tomará  $A_s = 58.64 \text{ cm}^2$

$$A_{s\text{mín}} = 401.28 \text{ cm}^2 \qquad A_{s\text{máx}} = 2205.33 \text{ cm}^2$$

Por lo que el área de acero requerida es:  $A_s = 401.28 \text{ cm}^2$

Proponiendo Varillas del 8.00 →  $A_{\text{var}} = 5.06 \text{ cm}^2$   
Paquetes de 1.00 Vars.

$$S = 16.48 \text{ cm} \qquad (\text{Refuerzo Vertical Anterior})$$

Por lo que se pondrán varillas del 8.00 @ 16.00 cm

Revisión del peralte del muro

$$M_u = \phi A_s f_y d [1 - 0.6 (A_s f_y / b d f'_c)]$$

Despejando d obtenemos:

$$d_{\text{requerido}} = 16.80 \text{ cm} < 89.00 \text{ cm}$$

Por lo que el peralte es adecuado

## Acero por Temperatura

$$A_{st} = 209.22 \text{ cm}^2$$

## Refuerzo Horizontal

$$\text{Proponiendo Varillas del } 6.00 \rightarrow A_{var} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$S = 17.78 \text{ cm}$$

$$\text{Por lo que se pondrán varillas del } 6.00 @ 17.00 \text{ cm}$$

## Refuerzo En La Cara Exterior Del Muro

$$\text{Momento Último } M_u = 42.65 \text{ Ton-m}$$

## Constantes de la ecuación de segundo grado

$$a = 29.17 \quad b = -336420$$

$$c = 4265153.88$$

## De donde se obtiene la siguiente cantidad de Acero

$$A_{s1} = 11518.46 \text{ cm}^2 \quad A_{s2} = 12.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por lo que se tomará } A_s = 12.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 401.28 \text{ cm}^2 \quad A_{s\text{máx}} = 2205.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por lo que el área de acero requerida es: } A_s = 401.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Proponiendo Varillas del } 8.00 \rightarrow A_{var} = 5.06 \text{ cm}^2$$

$$S = 16.48 \text{ cm} \quad (\text{Refuerzo Vertical Anterior})$$

$$\text{Por lo que se pondrán varillas del } 8.00 @ 16.00 \text{ cm}$$

## **REVISIÓN POR CORTANTE**

$$\text{Peralte en la sección } d = 89.00 \text{ cm}$$

$$\text{Cortante actuante } V_u = 115.90 \text{ Ton} \quad \text{Esfuerzo cortante } v_u = 1.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cortante que resiste el concreto } V_{CR} = 8.38 \text{ kg/cm}^2 > 1.00 \text{ kg/cm}^2$$

## DISEÑO DEL DIAFRAGMA DEL CABALLETE

Se diseñará para soportar únicamente el empuje de tierras

EMPUJE DE TIERRAS SOBRE DIAFRAGMA	17.90 Ton
EMPUJE DE TIERRAS POR SOBRECARGA VIVA	0.00 Ton
EMPUJE DE TIERRAS POR SISMO	0.53 Ton
FUERZA TOTAL POR EMPUJE DE TIERRAS	18.43 Ton
MOMENTO POR EMPUJE DE TIERRAS SOBRE DIAFRAGMA	11.31 Ton-m
MOMENTO ÚLTIMO	14.71 Ton-m

## DISEÑO POR FLEXIÓN ACI 318-11

$$M_u = \phi A_s f_y d [1 - 0.6 (A_s f_y / b d f'_c)]$$

$f'_c =$	250.00	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>
$b =$	1306.00	cm
$r =$	5.00	cm
$d =$	25.00	cm
$\phi =$	0.90	Adim.
$\beta_1 =$	0.85	Adim.

Constantes de la ecuación de segundo grado

$$\begin{aligned} a &= 29.17 & b &= -94500 \\ c &= 1470688.26 \end{aligned}$$

De donde se obtiene la siguiente cantidad de Acero

$$A_{s1} = 15.64 \text{ cm}^2 \qquad A_{s2} = 3223.45 \text{ cm}^2$$

Por lo que se tomará  $A_s = 15.64 \text{ cm}^2$

$$A_{s\text{mín}} = 112.72 \text{ cm}^2 \qquad A_{s\text{máx}} = 619.48 \text{ cm}^2$$

Por lo que el área de acero requerida es:  $A_s = 112.72 \text{ cm}^2$

Proponiendo Varillas del 5.00  $\rightarrow A_{\text{var}} = 1.98 \text{ cm}^2$

$$S = 22.92 \text{ cm} \qquad (\text{Refuerzo Vertical Anterior})$$

Por lo que se pondrán varillas del 5.00 @ 20.00 cm

Revisión del peralte del diafragma

$$M_u = \phi A_s f_y d [1 - 0.6 (A_s f_y / b d f'_c)]$$

Despejando d obtenemos:

$$d_{\text{requerido}} = 4.52 \text{ cm} < 25.00 \text{ cm}$$

Por lo que el peralte es adecuado

Acero por Temperatura

$$A_{st} = 58.77 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Vertical Posterior

$$\text{Proponiendo Varillas del } 4.00 \rightarrow A_{\text{var}} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$S = 28.14 \text{ cm}$$

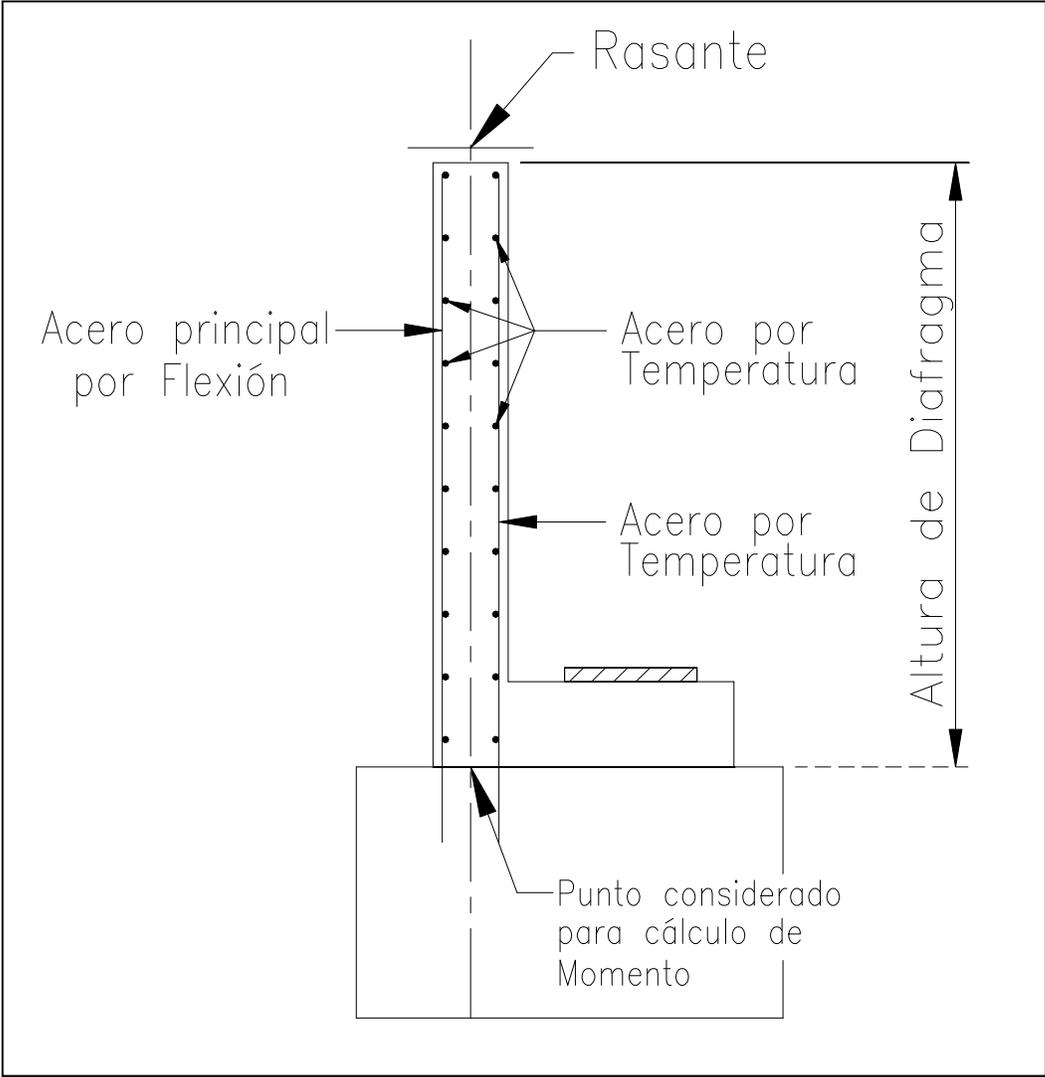
$$\text{Por lo que se pondrán varillas del } 4.00 @ 28.00 \text{ cm}$$

Refuerzo Horizontal

$$\text{Proponiendo Varillas del } 4.00 \rightarrow A_{\text{var}} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$S = 28.14 \text{ cm}$$

$$\text{Por lo que se pondrán varillas del } 4.00 @ 28.00 \text{ cm}$$



**APÉNDICE 3**  
**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PILA**

**MATERIALES**

	Peso Volumétrico (Ton/m <sup>3</sup> )
CONCRETO	2.4
CARPETA	2.2

**DATOS GENERALES**

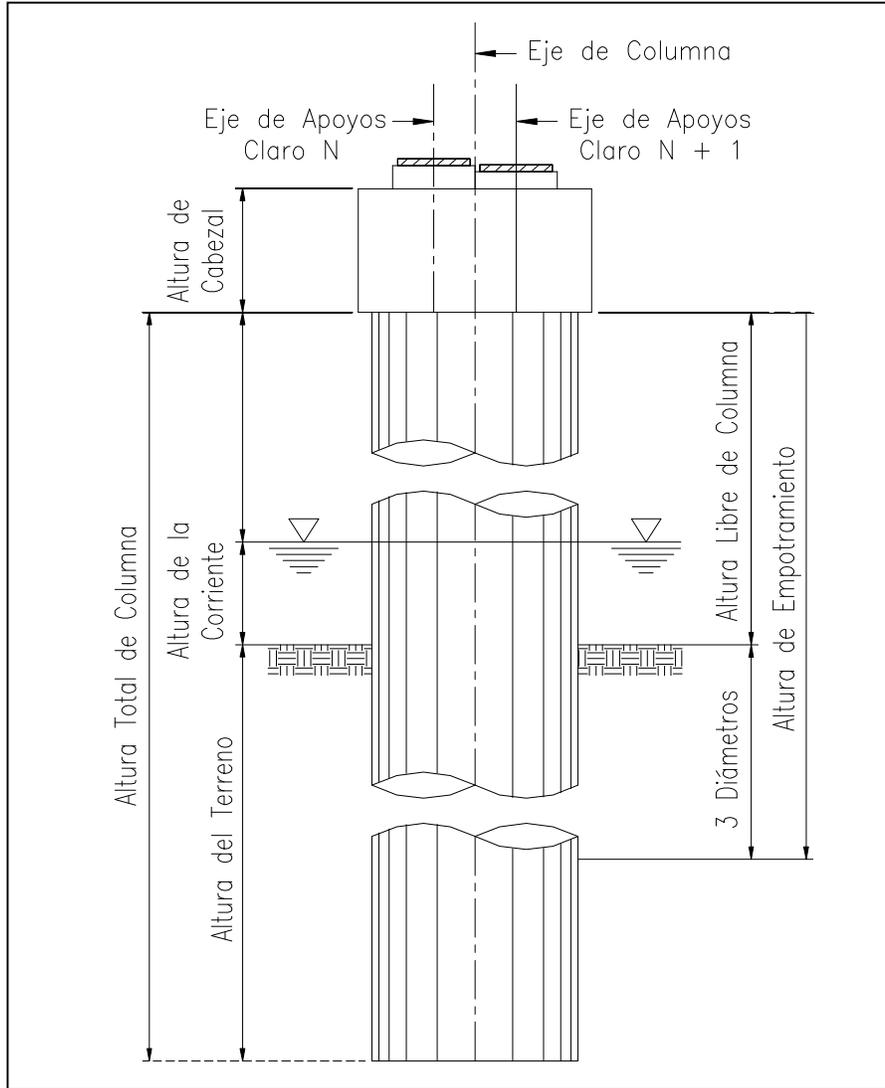
**UNIDAD**

LONGITUD DEL CLARO N		15 m
LONGITUD DEL CLARO (N + 1)		30 m
ANCHO TOTAL DE LA LOSA		13.06 m
ESPELOR DE LA LOSA		0.18 m
ANCHO DE CARPETA		12 m
ESPELOR DE CARPETA		0.12 m
TIPO DE TRABE (CLARO N)		AASHTO 4
ALTURA DE LA TRABE (CLARO N)		1.35 m
ÁREA DE LA TRABE (CLARO N)		0.4974 m <sup>2</sup>
ANCHO DE BULBO INFERIOR (CLARO N)		0.66 m
ALTURA DEL BULBO INFERIOR DE LA TRABE (CLARO N)		0.20 m
TIPO DE TRABE (CLARO (N + 1))		AASHTO 4
ALTURA DE LA TRABE (CLARO (N + 1))		1.35 m
ÁREA DE LA TRABE (CLARO (N + 1))		0.4974 m <sup>2</sup>
ANCHO DE BULBO INFERIOR (CLARO (N + 1))		0.66 m
ALTURA DEL BULBO INFERIOR DE LA TRABE (CLARO (N + 1))		0.2 m
SEPARACIÓN ENTRE EJES DE TRABES (CLARO N)		2.2 m
SEPARACIÓN ENTRE EJES DE TRABES (CLARO (N + 1))		1.4 m
NÚMERO DE TRABES (CLARO N)		6 Adim.
NÚMERO DE TRABES (CLARO (N + 1))		9 Adim.
NÚMERO DE DIAFRAGMAS (CLARO N)		3 Adim.
NÚMERO DE DIAFRAGMAS (CLARO (N + 1))		4 Adim.
ESPELOR DE DIAFRAGMAS		0.3 m
TIPO DE GUARNICIÓN	Tipo 2 Sobre Losa	Adim.
DESCARGA DE LA GUARNICIÓN		0.672 Ton/m
ANCHO DE BANQUETA		0 m
DESCARGA DE BANQUETA		0 Ton/m
DESCARGA DE LA FAJA SEPARADORA	NO	0 Ton/m
ANCHO DE FAJA SEPARADORA		0 m
TIPO DE PARAPETO		T.34.3.1
DESCARGA DEL PARAPETO		0.268 Ton/m
CAMIÓN DE DISEÑO		T3-S2-R4
CORTANTE MÁXIMO POR CARGA VIVA (TABLAS)		54.033 Ton

IMPACTO		0.22378855 Adim.
NÚMERO DE CARRILES CARGADOS		3 Adim.
TERRAPLEN PARA COLUMNAS		NO Adim.
ALTURA DE TERRAPLEN		0 m
FACTOR DE REDUCCIÓN POR CARRILES CARGADOS		0.9 Adim.
COEFICIENTE DE DUCTILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA		2 Adim.
COEFICIENTE DE DUCTILIDAD DE LA SUBESTRUCTURA		4 Adim.
PERALTE DE TRABE + LOSA + GUARNICIÓN + PARAPETO		2.33 m
RADIO DE CURVATURA		0 m
VELOCIDAD DE PROYECTO		110 Km/h
ESVIAJE DEL PUENTE	0 °	0 rad
TIPO DE ZONA SÍSMICA		B Adim.
TIPO DE SUELO		I Adim.
COEFICIENTE SÍSMICO		0.14 Adim.
VELOCIDAD DEL AGUA		2.5 m/s
COEFICIENTE K PARA PRESIÓN DE CORRIENTE		0.67 Adim.

### **GEOMETRÍA DE LA PILA**

DIÁMETRO DE LA COLUMNA		1.2 m
SEPARACIÓN ENTRE COLUMNAS		3.2 m
ALTURA TOTAL DE COLUMNA		7.88 m
ALTURA DEL CABEZAL		1 m
ANCHO DEL CABEZAL		1.4 m
DISTANCIA DE LA COLUMNA AL PAÑO POSTERIOR DEL CABEZAL		0.1 m
DISTANCIA DE LA COLUMNA AL PAÑO ANTERIOR DEL CABEZAL		0.1 m
DISTANCIA DE EJE DE COLUMNAS AL EJE DE APOYOS (CLARO N)		-0.32 m
DISTANCIA DE EJE DE COLUMNAS AL EJE DE APOYOS (CLARO (N + 1))		0.32 m
Nº DE COLUMNAS		4 Pzas
LONGITUD TOTAL DEL CABEZAL		13.06 m
ALTURA DEL TERRENO		5 m
ALTURA LIBRE DE COLUMNA		2.88 m
ALTURA DE EMPOTRAMIENTO		6.48 m
ALTURA DEL AGUA EN LA CORRIENTE		1.2 m



**Diagrama de Pila**

**CARGAS**

PESO POR CARGA VIVA (CLARO N)	0.00 Ton
PESO POR CARGA VIVA (CLARO (N + 1))	178.54 Ton
PESO DEL PARAPETO (CLARO N)	2.01 Ton
PESO DEL PARAPETO (CLARO (N + 1))	4.02 Ton
PESO DE LA FAJA SEPARADORA (CLARO N)	0.00 Ton
PESO DE LA FAJA SEPARADORA (CLARO (N + 1))	0.00 Ton
PESO DE LA GUARNICIÓN (CLARO N)	5.04 Ton
PESO DE LA GUARNICIÓN (CLARO (N + 1))	10.08 Ton
PESO DE LA CARPETA ASFÁLTICA (CLARO N)	23.76 Ton
PESO DE LA CARPETA ASFÁLTICA (CLARO (N + 1))	47.52 Ton
PESO DE LA LOSA (CLARO N)	42.31 Ton

PESO DE LA LOSA (CLARO (N + 1))	84.63 Ton
PESO DE DIAFRAGMAS (EN EL CLARO N)	11.69 Ton
PESO DE DIAFRAGMAS (EN EL CLARO (N + 1))	14.34 Ton
PESO DE LAS TRABES (CLARO N)	53.72 Ton
PESO DE LAS TRABES (CLARO (N + 1))	161.16 Ton
PESO DEL CABEZAL	43.88 Ton
PESO DE COLUMNAS	70.32 Ton

### **RESUMEN DE CARGAS**

CARGA MUERTA DE LA SUPERESTRUCTURA (CLARO N)	138.53 Ton
CARGA MUERTA DE LA SUPERESTRUCTURA (CLARO (N + 1))	321.74 Ton
CARGA VIVA (CLARO N)	0.00 Ton
CARGA VIVA (CLARO (N + 1))	178.54 Ton
CARGA DE LA PILA	114.20 Ton
DESCARGA POR TRABE DE CARGA MUERTA (CLARO N)	23.09 Ton
DESCARGA POR TRABE DE CARGA MUERTA (CLARO (N +1))	35.75 Ton
DESCARGA POR TRABE DE CARGA VIVA (CLARO N)	0.00 Ton
DESCARGA POR TRABE DE CARGA VIVA (CLARO (N + 1))	19.84 Ton

Las fuerzas que se muestran a continuación se obtuvieron de acuerdo a lo especificado en el capítulo 3 de este trabajo, a excepción de las fuerzas por sismo que se obtuvieron de acuerdo a lo especificado en el capítulo 4 y la fuerza por fricción, que se considero como un porcentaje de la carga muerta.

### **FUERZAS LONGITUDINALES**

	1
GRUPO DE COMBINACIÓN PARA VIENTO	III
FUERZA CENTRÍFUGA	0.00 Ton
FUERZA POR FRICCIÓN	16.09 Ton
FUERZA POR FRENAJE	4.96 Ton
FUERZA POR PRESIÓN DE CORRIENTE	0.00 Ton
FUERZA POR VIENTO NORMAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.00 Ton
FUERZA POR VIENTO LONGITUDINAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.54 Ton
FUERZA POR VIENTO NORMAL EN LA CARGA VIVA	0.00 Ton
FUERZA POR VIENTO LONGITUDINAL EN LA CARGA VIVA	0.78 Ton
FUERZA POR SISMO LONGITUDINAL EN LA SUPERESTRUCTURA	14.55 Ton
FUERZA POR SISMO TRANSVERSAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.00 Ton
FUERZA SÍSMICA LONGITUDINAL EN CABEZAL	2.30 Ton
FUERZA SÍSMICA LONGITUDINAL EN COLUMNAS	3.69 Ton
FUERZA SÍSMICA TRANSVERSAL EN CABEZAL	0.00 Ton
FUERZA SÍSMICA TRANSVERSAL EN COLUMNAS	0.00 Ton
VIENTO EN LAS COLUMNAS	0.74 Ton
VIENTO LONGITUDINAL EN EL CABEZAL	0.76 Ton
VIENTO TRANSVERSAL EN EL CABEZAL	0.00 Ton

### **FUERZAS TRANSVERSALES**

FUERZA CENTRÍFUGA	0.00 Ton
FUERZA POR FRICCIÓN	0.00 Ton
FUERZA POR FRENAJE	0.00 Ton
FUERZA POR PRESIÓN DE CORRIENTE	1.99 Ton
FUERZA POR VIENTO NORMAL EN LA SUPERESTRUCTURA	7.68 Ton
FUERZA POR VIENTO LONGITUDINAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.00 Ton
FUERZA POR VIENTO NORMAL EN LA CARGA VIVA	6.03 Ton
FUERZA POR VIENTO LONGITUDINAL EN LA CARGA VIVA	0.00 Ton
FUERZA POR SISMO LONGITUDINAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.00 Ton
FUERZA POR SISMO TRANSVERSAL EN LA SUPERESTRUCTURA	14.55 Ton
FUERZA SÍSMICA LONGITUDINAL EN CABEZAL	0.00 Ton
FUERZA SÍSMICA LONGITUDINAL EN COLUMNAS	0.00 Ton
FUERZA SÍSMICA TRANSVERSAL EN CABEZAL	0.69 Ton
FUERZA SÍSMICA TRANSVERSAL EN COLUMNAS	1.11 Ton
VIENTO EN LAS COLUMNAS	0.74 Ton
VIENTO LONGITUDINAL EN EL CABEZAL	0.00 Ton
VIENTO TRANVERSAL EN EL CABEZAL	0.08 Ton
MOMENTO POR CM DE LA SUPERESTRUCTURA (CLARO N)	-44.33 Ton-m
MOMENTO POR CM DE LA SUPERESTRUCTURA (CLARO (N + 1))	102.96 Ton-m
MOMENTO POR CARGA VIVA (CLARO N)	0.00 Ton-m
MOMENTO POR CARGA VIVA (CLARO (N + 1))	57.13 Ton-m

Los momentos que se presentan a continuación se obtuvieron de acuerdo a la ubicación de las fuerzas que se establece en el capítulo 3 de este trabajo.

### **MOMENTOS POR FUERZAS LONGITUDINALES**

MOMENTO POR FUERZA CENTRÍFUGA	0.00 Ton-m
MOMENTO POR FUERZA DE FRICCIÓN	121.94 Ton-m
MOMENTO POR FRENAJE	54.34 Ton-m
MOMENTO POR PRESIÓN DE CORRIENTE	0.00 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO NORMAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.00 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO LONGITUDINAL A LA ESTRUCTURA	4.71 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO NORMAL EN LA CARGA VIVA	0.00 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO LONGITUDINAL A LA CARGA VIVA	8.59 Ton-m
FUERZA POR SISMO LONGITUDINAL EN LA SUPERESTRUCTURA	120.08 Ton-m
FUERZA POR SISMO TRANSVERSAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.00 Ton-m
MOMENTO POR SISMO LONGITUDINAL EN EL CABEZAL	16.08 Ton-m
MOMENTO POR SISMO LONGITUDINAL EN LAS COLUMNAS	11.96 Ton-m
MOMENTO POR SISMO TRANSVERSAL EN EL CABEZAL	0.00 Ton-m
MOMENTO POR SISMO TRANSVERSAL EN LAS COLUMNAS	0.00 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO EN LAS COLUMNAS	4.18 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO LONGITUDINAL EN EL CABEZAL	5.33 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO TRANSVERSAL EN EL CABEZAL	0.00 Ton-m

### MOMENTOS POR FUERZAS TRANSVERSALES

MOMENTO POR FUERZA CENTRÍFUGA	0.00 Ton-m
MOMENTO POR FUERZA DE FRICCIÓN	0.00 Ton-m
MOMENTO POR FRENAJE	0.00 Ton-m
MOMENTO POR PRESIÓN DE CORRIENTE	8.76 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO NORMAL EN LA SUPERESTRUCTURA	67.12 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO LONGITUDINAL A LA ESTRUCTURA	0.00 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO NORMAL EN LA CARGA VIVA	66.14 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO LONGITUDINAL A LA CARGA VIVA	0.00 Ton-m
FUERZA POR SISMO LONGITUDINAL EN LA SUPERESTRUCTURA	0.00 Ton-m
FUERZA POR SISMO TRANSVERSAL EN LA SUPERESTRUCTURA	120.08 Ton-m
MOMENTO POR SISMO LONGITUDINAL EN EL CABEZAL	0.00 Ton-m
MOMENTO POR SISMO LONGITUDINAL EN LAS COLUMNAS	0.00 Ton-m
MOMENTO POR SISMO TRANSVERSAL EN EL CABEZAL	4.82 Ton-m
MOMENTO POR SISMO TRANSVERSAL EN LAS COLUMNAS	3.59 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO EN LAS COLUMNAS	4.18 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO LONGITUDINAL EN EL CABEZAL	0.00 Ton-m
MOMENTO POR VIENTO TRANSVERSAL EN EL CABEZAL	0.57 Ton-m

### ELEMENTOS MECÁNICOS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES PARA COLUMNAS CIRCULARES EN PILAS

Las siguientes fuerzas y momentos se han obtenido de acuerdo a las combinaciones y porcentajes de esfuerzos unitarios establecidos en el capítulo 3 de este trabajo.

#### "GRUPO I"

CARGA VERTICAL	753.02 Ton
MOMENTO POR CARGA VERTICAL	115.76 Ton-m
FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL	0.00 Ton
MOMENTO POR FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL	0.00 Ton-m
FUERZA HORIZONTAL TRANSVERSAL	1.99 Ton
MOMENTO POR FUERZA HORIZONTAL TRANSVERSAL	8.76 Ton-m

#### "GRUPO III"

CARGA VERTICAL	753.02 Ton
MOMENTO POR CARGA VERTICAL	115.76 Ton-m
FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL	22.37 Ton
MOMENTO POR FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL	189.58 Ton-m
FUERZA HORIZONTAL TRANSVERSAL	16.52 Ton
MOMENTO POR FUERZA HORIZONTAL TRANSVERSAL	146.77 Ton-m

**"GRUPO VII"**

CARGA VERTICAL	574.48 Ton
MOMENTO POR CARGA VERTICAL	58.63 Ton-m
FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL	20.54 Ton
MOMENTO POR FUERZA HORIZONTAL LONGITUDINAL	148.12 Ton-m
FUERZA HORIZONTAL TRANSVERSAL	8.15 Ton
MOMENTO POR FUERZA HORIZONTAL TRANSVERSAL	53.20 Ton-m

**RESUMEN DE CARGAS Y MOMENTOS POR COLUMNA (FACTORIZADOS)**

180.00 Ton/pilote

<b>"GRUPO I"</b>	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	RESULTANTE	
N =	188.25		188.25	Ton
M =	28.94	2.19	29.02	Ton-m
V =	0.00	2.19	2.19	Ton

<b>"GRUPO III"</b>	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	RESULTANTE	
N =	150.60		150.60	Ton
M =	61.07	29.35	67.76	Ton-m
V =	4.47	3.30	5.56	Ton

<b>"GRUPO VII"</b>	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	RESULTANTE	
N =	107.98		107.98	Ton
M =	38.86	10.00	40.13	Ton-m
V =	3.86	1.53	4.15	Ton

**MÉTODO DE AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS A.C.I. 318-11**

RESISTENCIA DEL CONCRETO $f'_c$	250.00 kg/cm <sup>2</sup>
MODULOD DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	237170.82 kg/cm <sup>2</sup>
RESISTENCIA DE FLUIENCIA DEL ACERO $f'_y$	4200.00 kg/cm <sup>2</sup>
LONGITUD NO SOPORTADA DE LA COLUMNA	288.00 cm
FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA (k)	1.00 Adim.
DIÁMETRO DE LA COLUMNA	120.00 cm
ÁREA DE LA COLUMNA	11304.00 cm <sup>2</sup>
INERCIA DE LA COLUMNA	10178784.00 cm <sup>4</sup>
RADIO DE GIRO	30 cm
EI	9.6564E+11 kg*cm <sup>2</sup>
CARGA CRÍTICA $P_c$	114903684 kg
RELACIÓN DE ESBELTEZ	9.60 < 22.00

### "GRUPO I"

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN	1.000 Adim.
MOMENTO DE DISEÑO	2902268.51 kg-cm
EXCENTRICIDAD	15.42 cm

### "GRUPO III"

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN	1.000 Adim.
MOMENTO DE DISEÑO	6775636.53 kg-cm
EXCENTRICIDAD	44.99 cm

### "GRUPO VII"

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN	1.000 Adim.
MOMENTO DE DISEÑO	3886203.90 kg-cm
EXCENTRICIDAD	35.99 cm

### DISEÑO DE LAS COLUMNAS CIRCULARES

DIÁMETRO DE LA COLUMNA	120.00 cm
RECUBRIMIENTO	8.00 cm
RADIO [r]	52.00 cm
$f'_c =$	250.00 kg/cm <sup>2</sup>
$f_{c=} =$	100.00 kg/cm <sup>2</sup>
M =	67.76 Ton-m
N =	190.86 Ton
$C = (f_c \pi r^3)/M =$	6.52 Adim.
$e = M/N$	35.50 cm
$r/e =$	1.46 Adim.
$E_s =$	2063386.17 kg/cm <sup>2</sup>
$E_c =$	237170.82 kg/cm <sup>2</sup>
n =	8.70 Adim.
$P_n$ (DIAGRAMA) =	0.06 Adim.
k (DIAGRAMA) =	0.52 Adim.
$\rho = P_n/n =$	0.007 Adim.
$A_s = \rho \pi r^2 =$	58.59 cm <sup>2</sup>
ÁREA GRUESA DE LA COLUMNA	11309.73 cm <sup>2</sup>
ÁREA DE ACERO MÍNIMA	113.10 cm <sup>2</sup>
Proponiendo varillas del 8.00 → $A_{var} =$	5.06 cm <sup>2</sup>
Número propuesto de varillas =	23 Vars.
Dispuestas en 23.00 paquetes de 1.00 Vars. @ 14.85 cm	

### "GRUPO I"

$r/e =$					3.37 Adim.
$P_n =$					0.087 Adim.
$C$ (DIAGRAMA) =					6.60 Adim.
$k$ (DIAGRAMA) =					0.95 Adim.
$f_c = CM/(\pi r^3) =$	43.36313	kg/cm <sup>2</sup>	<	100	kg/cm <sup>2</sup>
$f_s = f_c n ((1/k)-1)$	19.86	kg/cm <sup>2</sup>	<	2000	kg/cm <sup>2</sup>

### "GRUPO III"

$r/e =$					1.16 Adim.
$P_n =$					0.087 Adim.
$C$ (DIAGRAMA) =					6.00 Adim.
$k$ (DIAGRAMA) =					0.48 Adim.
$f_c = CM/(\pi r^3) =$	92.03233	kg/cm <sup>2</sup>	<	100	kg/cm <sup>2</sup>
$f_s = f_c n ((1/k)-1)$	867.40	kg/cm <sup>2</sup>	<	2000	kg/cm <sup>2</sup>

### "GRUPO VII"

$r/e =$					1.40 Adim.
$P_n =$					0.087 Adim.
$C$ (DIAGRAMA) =					5.85 Adim.
$k$ (DIAGRAMA) =					0.54 Adim.
$f_c = CM/(\pi r^3) =$	53.14233	kg/cm <sup>2</sup>	<	100	kg/cm <sup>2</sup>
$f_s = f_c n ((1/k)-1)$	393.84	kg/cm <sup>2</sup>	<	2000	kg/cm <sup>2</sup>

### DISEÑO POR FUERZA CORTANTE ACI 318-11

Cortante que resiste el concreto

$$V_c = 104.58 \text{ Ton}$$

$$0.5 * \phi * V_c = 39.22 \text{ Ton} > 4.47 \text{ Ton}$$

Por lo que el refuerzo será el mínimo  
Separación Máxima  $\rightarrow S = 25 \text{ cm}$

$$d/2 = 48 \text{ cm}$$

$$24 \text{ in} = 60.96 \text{ cm}$$

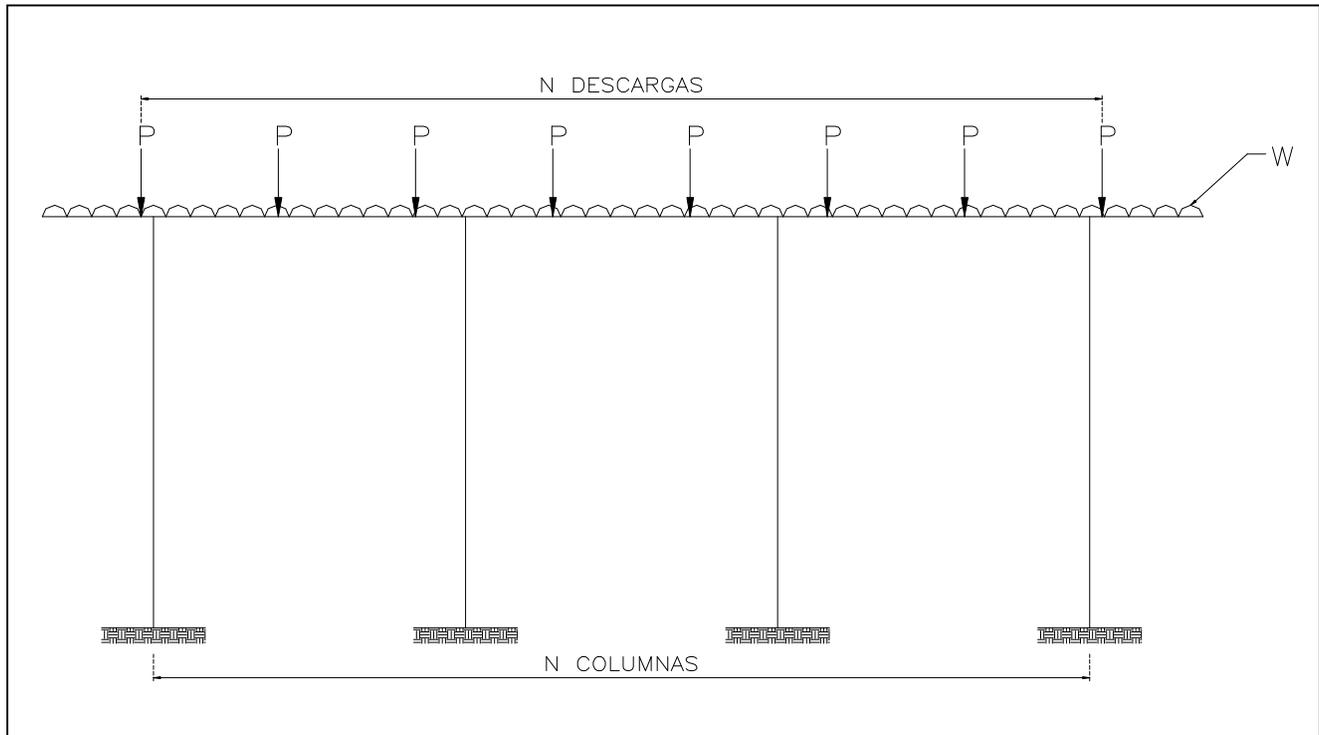
$$A_{v\text{mín}} = 2.50 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del 4 →  $A_{var} = 1.27 \text{ cm}^2$

S = No Aplica cm

### DISEÑO DEL CABEZAL

Para el diseño del cabezal se analizará un marco como el siguiente



### DISEÑO POR FLEXIÓN ACI 318-11

Los momentos resultantes del análisis son:

$$M_{\text{máx}(+)} = 29.00 \text{ Ton-m}$$

$$M_{\text{máx}(-)} = 78.60 \text{ Ton-m}$$

Cálculo del refuerzo [M(+)]

$$M_u = \phi A_s f_y d [1 - 0.6 (A_s f_y / b d f'_c)]$$

$$f'_c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 140.00 \text{ cm}$$

$$r = 10.00 \text{ cm}$$

$$d = 90.00 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90 \text{ Adim.}$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ Adim.}$$

Constantes de la ecuación de segundo grado

$$\begin{aligned} a &= 272.16 & b &= -340200 \\ c &= 3770000 \end{aligned}$$

De donde se obtiene la siguiente cantidad de Acero

$$A_{s1} = 11.18 \text{ cm}^2 \qquad A_{s2} = 1238.82 \text{ cm}^2$$

Por lo que se tomará  $A_s = 11.18 \text{ cm}^2$

$$A_{s\text{mín}} = 43.50 \text{ cm}^2 \qquad A_{s\text{máx}} = 239.06 \text{ cm}^2$$

Por lo que el área de acero requerida es:  $A_s = 43.50 \text{ cm}^2$

Proponiendo Varillas del 8.00  $\rightarrow A_{\text{var}} = 5.06 \text{ cm}^2$

$$\#Vars. = 9$$

Cálculo del refuerzo [M(-)]

Constantes de la ecuación de segundo grado

$$\begin{aligned} a &= 272.16 & b &= -340200 \\ c &= 10218000 \end{aligned}$$

De donde se obtiene la siguiente cantidad de Acero

$$A_{s1} = 30.79 \text{ cm}^2 \qquad A_{s2} = 1219.21 \text{ cm}^2$$

Por lo que se tomará  $A_s = 30.79 \text{ cm}^2$

$$A_{s\text{mín}} = 43.50 \text{ cm}^2 \qquad A_{s\text{máx}} = 239.06 \text{ cm}^2$$

Por lo que el área de acero requerida es:  $A_s = 43.50 \text{ cm}^2$

Proponiendo Varillas del 8.00  $\rightarrow A_{\text{var}} = 5.06 \text{ cm}^2$

$$\#Vars. = 9$$

Revisión del peralte del cabezal

$$M_u = \phi A_s f_y d [1 - 0.6 (A_s f_y / b d f'_c)]$$

Despejando d obtenemos:

$$d_{\text{requerido}} = 50.93 \text{ cm} < 90.00 \text{ cm}$$

Por lo que el peralte es adecuado

### DISEÑO POR CORTANTE ACI 318-11

Del análisis se obtuvo  $V = 117.50 \text{ Ton}$

Cortante que toma el concreto

$$\phi = 0.75 \text{ Adim.}$$

$$V_c = 105.59 \text{ Ton}$$

$$0.5\phi V_c = 39.60 \text{ Ton} < V_u = 152.75 \text{ Ton}$$

Por lo que se requiere refuerzo

Separación Máxima

$$d/2 = 45 \text{ cm}$$

$$24\text{in} = 60.96 \text{ cm}$$

Proponiendo varillas del 4.00  $\rightarrow A_{\text{var}} = 1.27 \text{ cm}^2$

#Ramas = 4.00  $\rightarrow S = 19.00 \text{ cm}$

## **Bibliografía**

Comisión Federal de Electricidad “Manual de Diseño por Sismo”

Normas S.C.T.

Manual ANIPPAC

“Building Code Requirements for Structural Concrete” American Concrete Institute (A.C.I. 318-11)

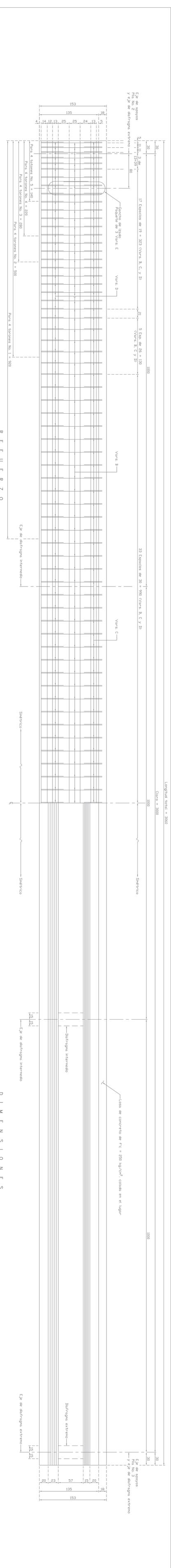
P.C.I. Bridge Design Manual

Términos de Referencia S.C.T.

Normas Técnicas Para el Proyecto de Puentes Carreteros (Traducción de las Especificaciones A.A.S.H.T.O. para Puentes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes)

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.)

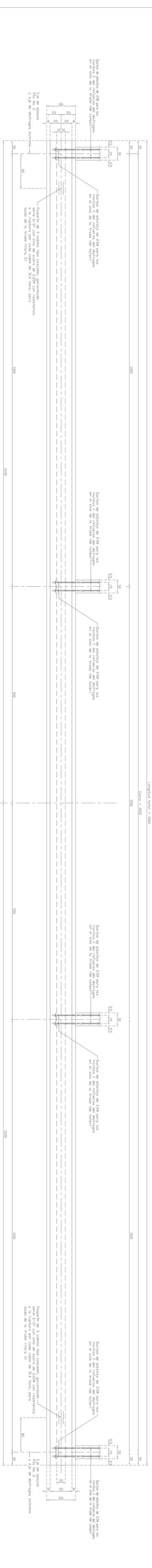




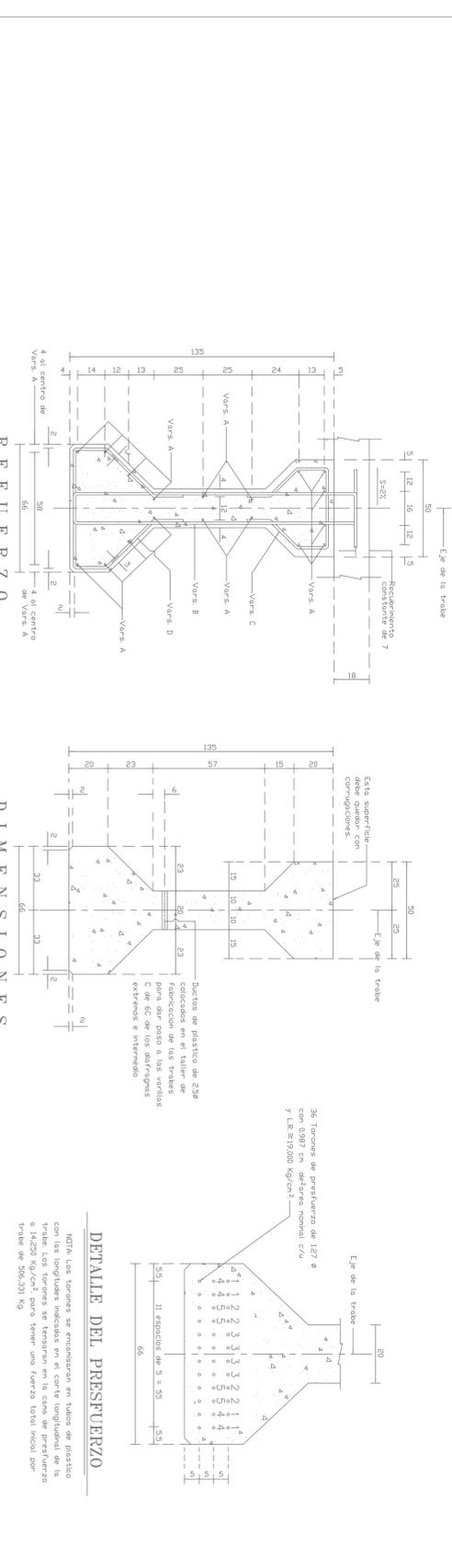
**REFUERZO**

**ELEVACION - TRABE**

**DIMENSIONES**



**PLANIA - TRABE**



**DETALLE DEL PRESFUERZO**

**DETALLE DEL APOYO DE NEOPRENO**

**CORTE**

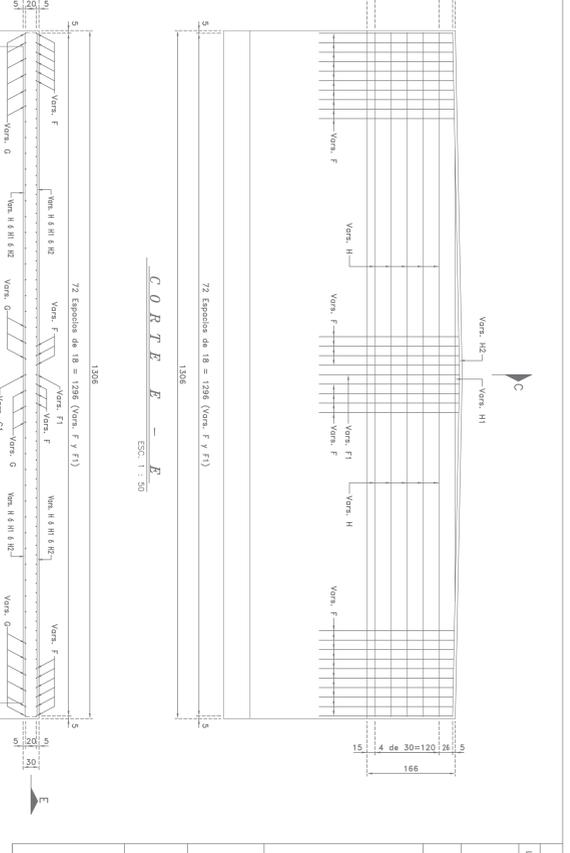
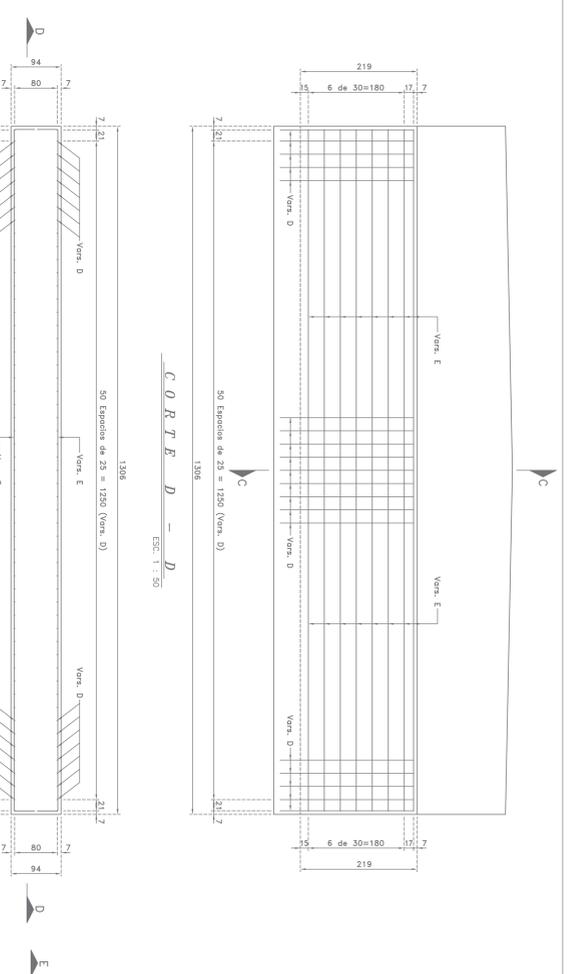
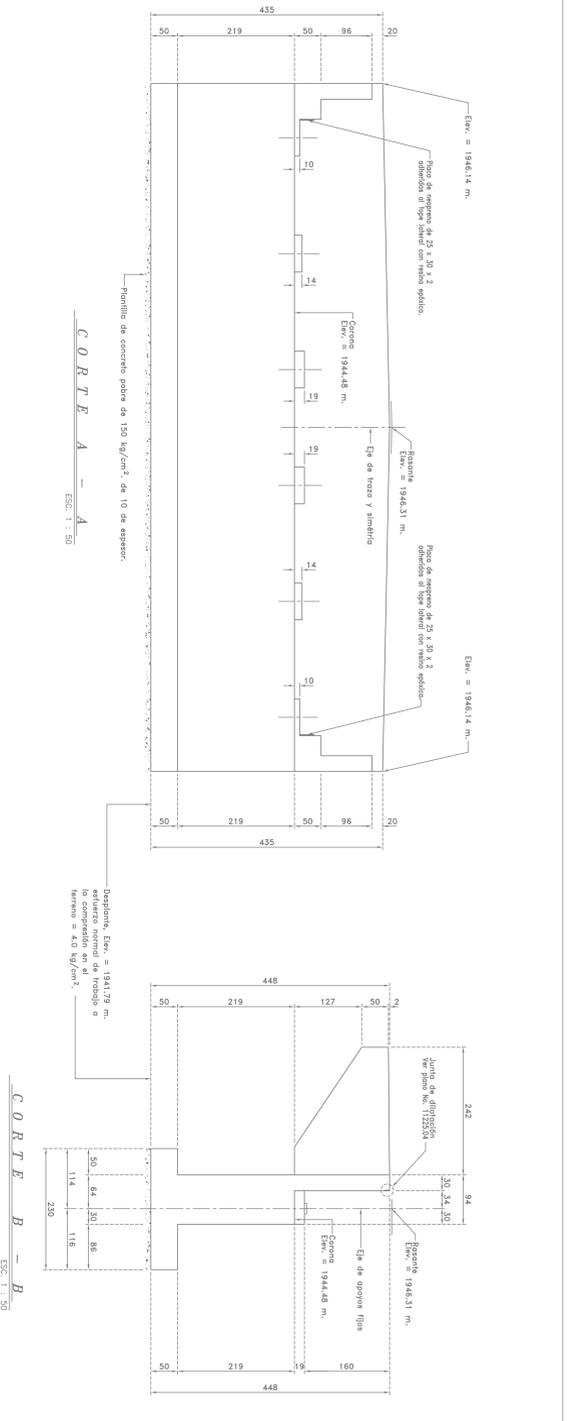
**DETALLE DE GANCHOS DE IZADO**

MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD
TRABE PRETENSADA	Kg	856
Aero de pretensado: torones de 1.27 de L.R. $\geq 19,000$ Kg/cm <sup>2</sup>	Kg	942
Aero de refuerzo de L.E. $\geq 4,000$ Kg/cm <sup>2</sup>	Kg	44
Cables tipo OMSABEL, galvanizado serie G-37 con cromo de acero de 2.220 poro izado.	m <sup>3</sup>	15.2
CONCRETO	dm <sup>3</sup>	47.04
ACERO ESTRUCTURAL A-36	kg	14.4

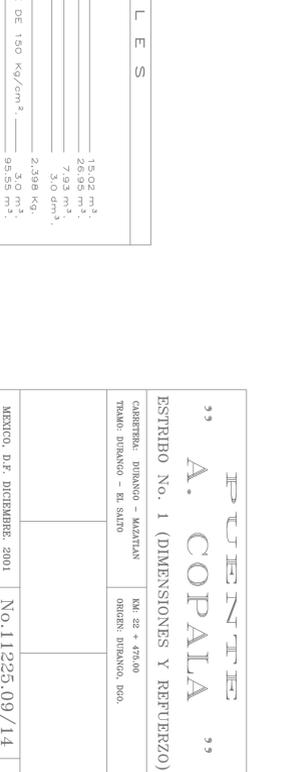
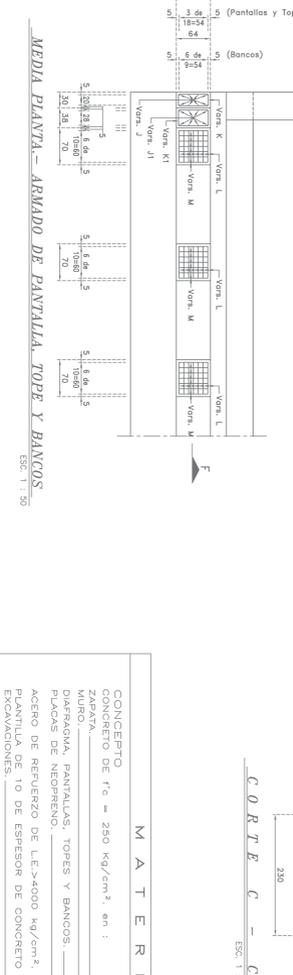
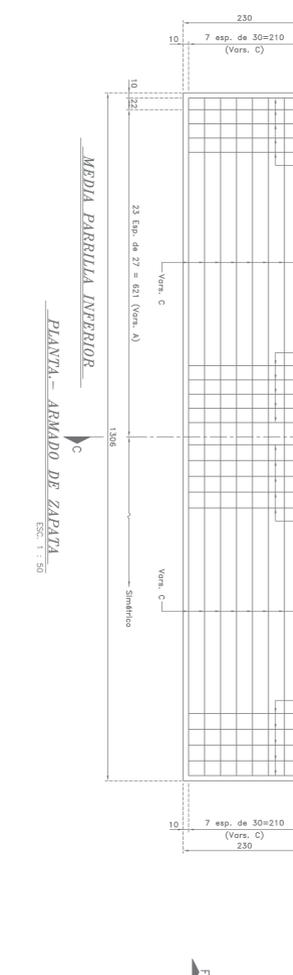
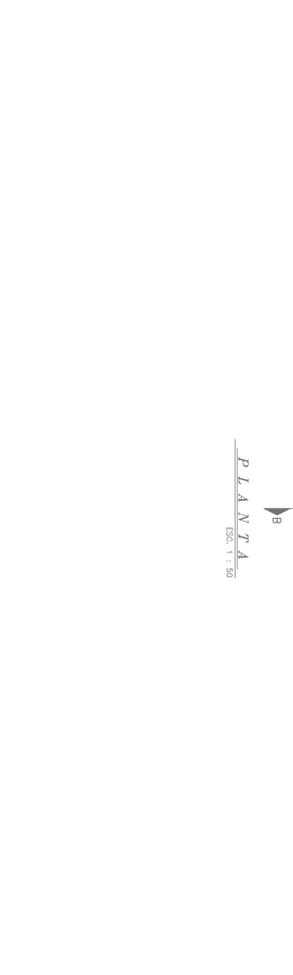
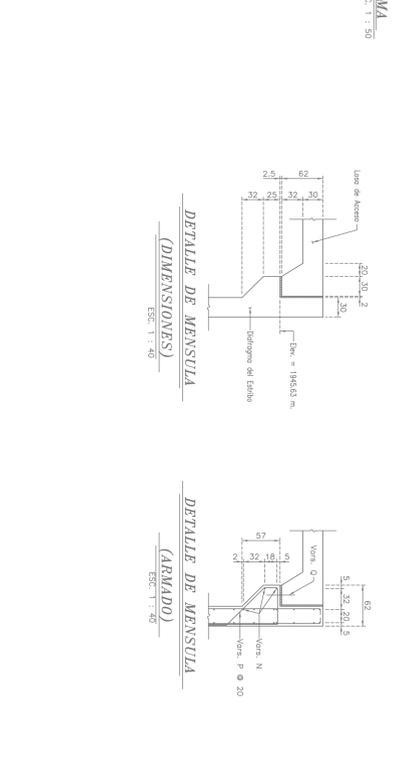
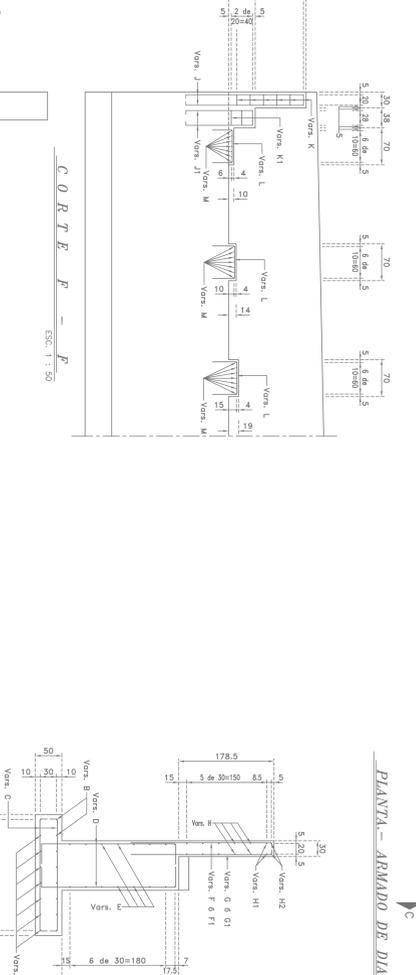
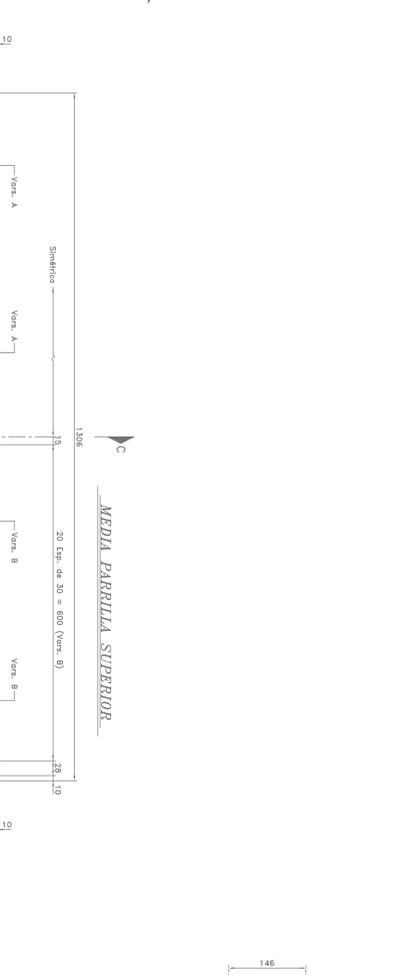
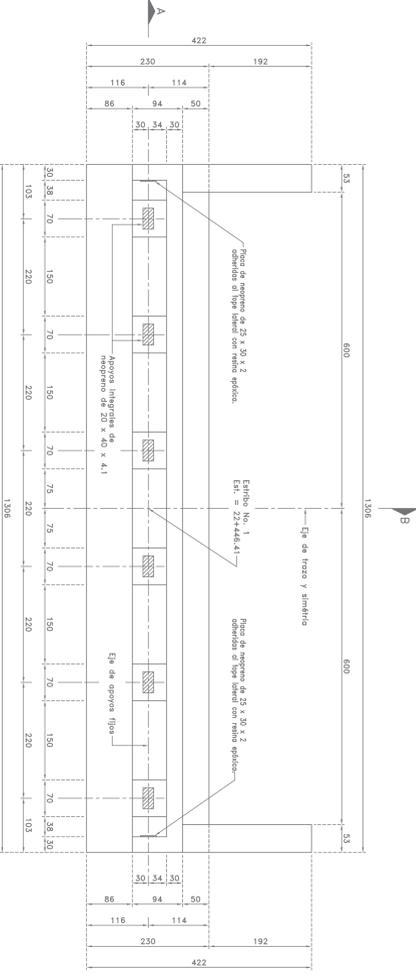
VAR. DIAM.	NUM.	LONG. TOTL.	CROQUIS	Q	PSO (Kg)
A	3C	18	3054	3054	308
B	4C	123	338	143	416
C	3C	123	136	42	94
D	3C	123	180	60	124
E	2.2	6	344	-	44

VAR. DIAM.	NUM.	LONG. TOTL.	CROQUIS	Q	PSO (Kg)
A	3C	18	3054	3054	308
B	4C	123	338	143	416
C	3C	123	136	42	94
D	3C	123	180	60	124
E	2.2	6	344	-	44

**NOTAS:**  
 Dimensiones en centímetros.  
 Para las especificaciones de los materiales, recomendaciones de construcción y detalles, véase el plano complementario No. 11225.13 En todos los gráficos de ficción chiflones de 2 x 2, tengo una resistencia de  $f_c = 280$  Kg/cm<sup>2</sup>.



LISTA DE VARIAS									
LOC.	VARS.	DIM.	NUM.	TOTAL	CANTIDAD	A	B	C	RES
ZAPATA	A	50	49	250	198	11	20	189	(Kg)
	B	40	44	250	210	---	20	110	
	C	40	16	1208	1286	---	20	212	
	D	40	108	321	236	12.5	30	746	
	E	40	16	1306	1292	---	37	219	
MURO	F	50	180	585	461	11	7	154	
	G	40	36	624	521	---	7	9	
	H	40	2	271	264	---	7	58	
	I	40	2	271	264	---	7	5	
	J	40	2	271	264	---	7	131	
	K	40	12	176	1296	---	7	26	
	L	40	16	228	1299	---	7	38	
	M	40	12	176	221	---	7	21	
	N	40	16	143	56	---	7	38	
	O	40	6	192	56	---	30	---	12
BANCOS	P	40	8	308	44	---	54	---	57
	Q	40	7	252	44	---	54	---	57
	R	40	7	252	44	---	54	---	57
PANTALLAS Y TOPES	S	40	7	252	44	---	54	---	57
	T	40	7	252	44	---	54	---	57
	U	40	7	252	44	---	54	---	57
	V	40	7	252	44	---	54	---	57
	W	40	7	252	44	---	54	---	57
	X	40	7	252	44	---	54	---	57
	Y	40	7	252	44	---	54	---	57
	Z	40	7	252	44	---	54	---	57
MENZULA	AA	40	7	252	44	---	54	---	57
	AB	40	7	252	44	---	54	---	57
	AC	40	7	252	44	---	54	---	57
	AD	40	7	252	44	---	54	---	57
	AE	40	7	252	44	---	54	---	57
	AF	40	7	252	44	---	54	---	57
	AG	40	7	252	44	---	54	---	57
	AH	40	7	252	44	---	54	---	57
	AI	40	7	252	44	---	54	---	57
	AJ	40	7	252	44	---	54	---	57
	AK	40	7	252	44	---	54	---	57
	AL	40	7	252	44	---	54	---	57
	AM	40	7	252	44	---	54	---	57
	AN	40	7	252	44	---	54	---	57
	AO	40	7	252	44	---	54	---	57
	AP	40	7	252	44	---	54	---	57
	AQ	40	7	252	44	---	54	---	57
	AR	40	7	252	44	---	54	---	57
	AS	40	7	252	44	---	54	---	57
	AT	40	7	252	44	---	54	---	57
	AU	40	7	252	44	---	54	---	57
	AV	40	7	252	44	---	54	---	57
	AW	40	7	252	44	---	54	---	57
	AX	40	7	252	44	---	54	---	57
	AY	40	7	252	44	---	54	---	57
	AZ	40	7	252	44	---	54	---	57



MATERIALES	
CONCRETO	18.02 m <sup>3</sup>
CONCRETO DE F <sub>c</sub> = 250 kg/cm <sup>2</sup> , en :	26.95 m <sup>3</sup>
MURO.	7.93 m <sup>3</sup>
DIAPRAGMA, PANTALLAS, TOPES Y BANCOS.	3.0 dm <sup>3</sup>
PLACAS DE REPUERZO.	2.398 kg.
ACERO DE REPUERZO DE L.E.>4000 kg/cm <sup>2</sup> .	3.0 m <sup>3</sup>
PLANTILLA DE 10 DE ESPESOR DE CONCRETO POBRE DE 150 kg/cm <sup>2</sup> .	95.55 m <sup>3</sup>
EXCAVACIONES.	

ESTRIBO No. 1 (DIMENSIONES Y REPUERZO)

CABERTEBA, DURANGO - MAZATLAN

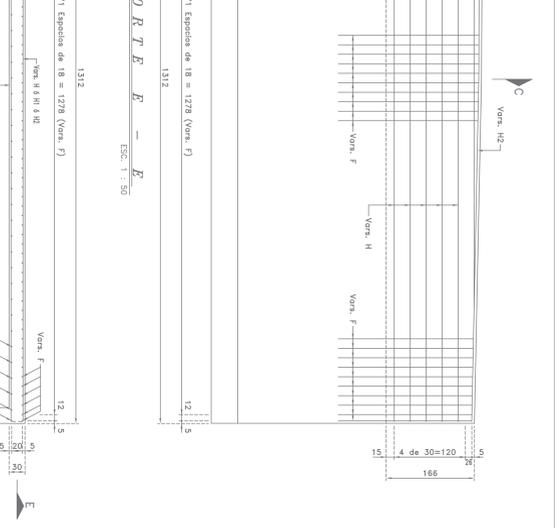
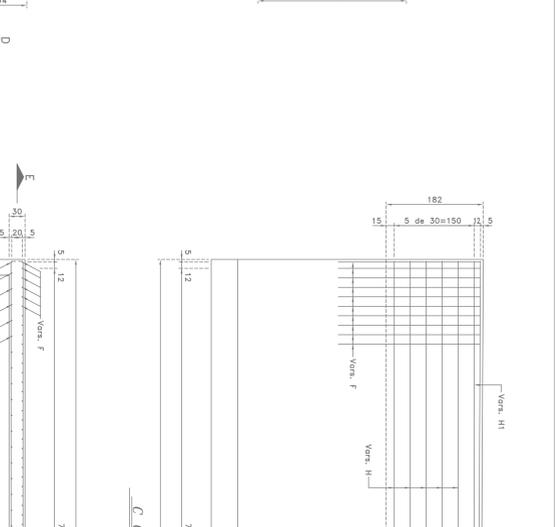
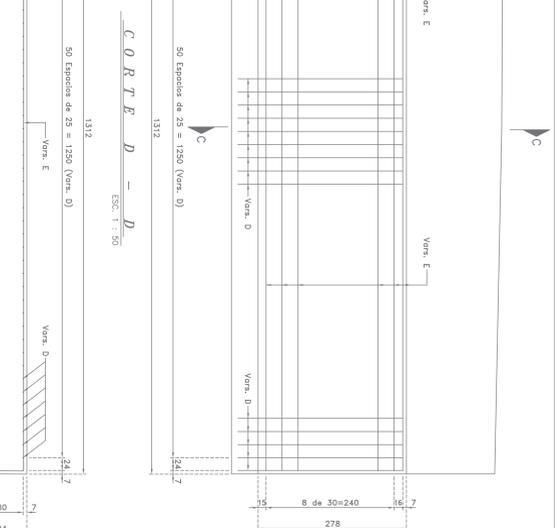
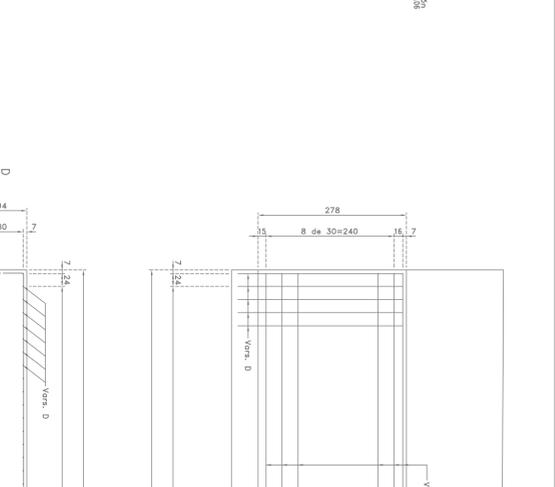
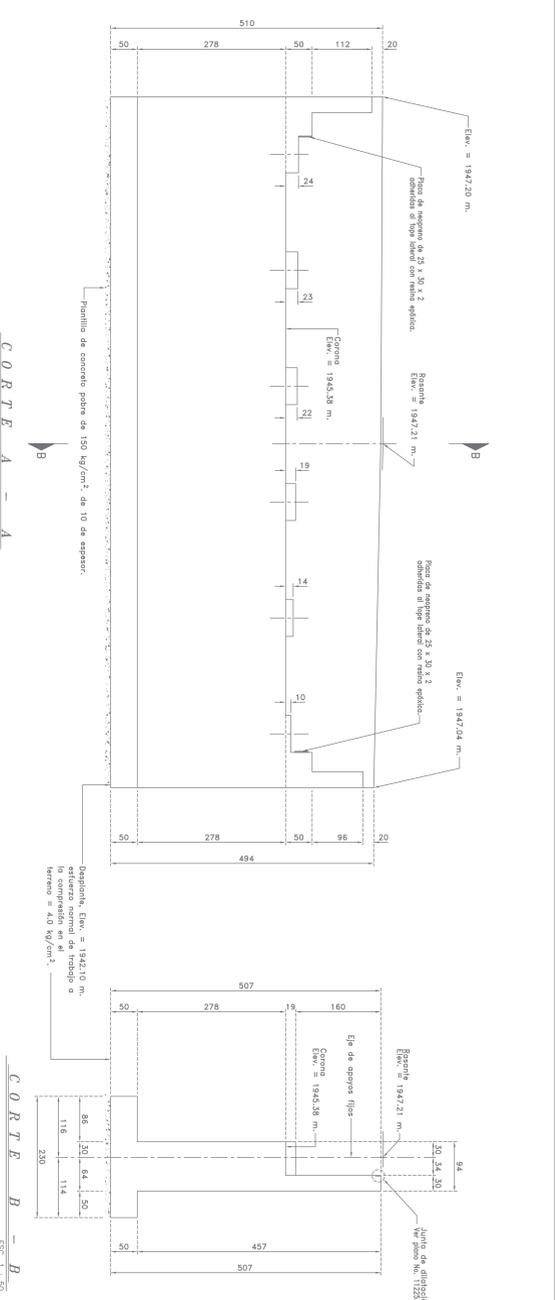
TRAMO DURANGO - EL SALTO

KM. 28 + 475.00

ORIGEN: DURANGO, DGO.

MEXICO, D.F. DICIEMBRE, 2001

No. 11225.09/14



LISTA DE VARIAS										
LOC.	VARS.	DIM.	NUM.	TOTAL	CONC.	CAQUIS	A	B	C	FRSO
ZAPATA	A	50	49	260	198	11	20	189		
ZAPATA	B	40	45	250	210	20	113			
ZAPATA	C	40	16	1332	1292	20	213			
ZAPATA	D	40	106	380	295	12.5	30	906		
MURO	E	40	20	1324	1300	---	37	276		
MURO	F	50	24	144	144	11	7	313		
MURO	G	40	28	112	112	---	7	150		
MURO	H	40	10	1318	1304	---	7	132		
MURO	I	40	2	1079	1079	---	22			
MURO	J	40	8	2318	1305	---	7	28		
MURO	K	40	8	244	237	---	7	18		
MURO	L	40	18	146	125	11	10	30		
MURO	M	40	13	178	56	22	---	23		
MURO	N	40	3	192	56	36	---	6		
MURO	O	40	3	204	56	36	---	6		
MURO	P	40	5	264	54	---	---	57		
MURO	Q	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	R	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	S	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	T	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	U	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	V	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	W	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	X	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	Y	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	Z	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AA	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AB	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AC	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AD	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AE	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AF	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AG	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AH	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AI	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AJ	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AK	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AL	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AM	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AN	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AO	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AP	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AQ	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AR	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AS	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AT	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AU	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AV	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AW	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AX	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AY	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	AZ	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BA	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BB	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BC	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BD	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BE	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BF	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BG	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BH	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BI	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BJ	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BK	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BL	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BM	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BN	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BO	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BP	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BQ	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BR	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BS	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BT	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BU	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BV	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BW	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BX	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BY	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	BZ	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CA	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CB	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CC	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CD	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CE	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CF	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CG	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CH	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CI	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CJ	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CK	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CL	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CM	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CN	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CO	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CP	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CQ	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CR	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CS	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CT	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CU	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CV	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CW	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CX	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CY	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	CZ	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DA	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DB	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DC	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DD	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DE	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DF	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DG	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DH	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DI	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DJ	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DK	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DL	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DM	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DN	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DO	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DP	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DQ	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DR	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DS	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DT	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DU	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DV	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DW	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DX	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DY	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	DZ	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	EA	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	EB	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	EC	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	ED	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	EE	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	EF	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	EG	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	EH	40	7	252	54	---	---	59		
MURO	EI	40	7	25						

