



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA
Y ARQUITECTURA**

PUENTE

“COPALILLO”

TESIS

**Que para obtener el título de
Ingeniero Civil**

PRESENTAN:

**LUIS MANUEL LEGORRETA MARTÍNEZ
ADRIAN ORTIZ HERNÁNDEZ**

ASESOR:

Ing. VICTOR MANUEL PRESILLA JUAREZ



MÉXICO, D.F.

ABRIL 2007

LA HISTORIA DE LA CONSTRUCCIÓN DE
PUENTES EL LA HISTORIA DE LA
CIVILIZACIÓN; POR ELLA PODEMOS
MEDIR GRAN PARTE DEL PROCESO
HUMANO.

FRANKLIN D. ROOSEVELT

AGRADECIMIENTOS

A dios

Por darme la vida y permitirme vivir hasta estos momentos, dándome la oportunidad de ser un aliado más en el ámbito laboral.

A mis padres

Pedro Marcelino Ortiz León y Josefina Martina Hernández Reyes, por haberme dado la educación y la mentalidad siempre triunfadora, la confianza y el apoyo sustentable que siempre me brindaron.

A hermanos

Principalmente a mi hermana Rosita ya que sin su apoyo no hubiese logrado concluir mis estudios. A mi hermano Leonardo, que por sus logros me sirvieron como ejemplo para lograr mi objetivo.

A mi asesor

Al Ing. Víctor Manuel Presilla Juárez por la confianza y paciencia que me brindo en todo momento durante la elaboración de este trabajo.

ADRIAN ORTIZ HERNANDEZ

OBJETIVO

El hecho de que los puentes en México hayan sido concebidos, proyectados y construidos por egresados de nuestras universidades, han tenido como feliz consecuencia el que nuestras obras se adapten justamente a nuestros recursos y satisfagan nuestras necesidades, lográndose así un aprovechamiento racional de los materiales y de la mano de obra disponibles.

Esta tesis se refiere a alguno de tantos métodos seguidos en la construcción de puentes, y queremos que su realización contribuya a difundir que en esta materia se ha llevado acabo teórica como prácticamente en el país, por lo que creemos que será de gran valor informativo y servirá de estímulo a todos aquellos estudiantes y profesionistas conectados en una u otra forma con el proyecto y la construcción de esta clase de estructuras, y aún de otras, que no siendo precisamente la que en esta obra se describe. Presentan sin embargo algunos aspectos constructivos semejantes a los expuestos en este trabajo.

CONTENIDO

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 DEFINICIÓN DE PUENTE.....	3
1.3 ESTUDIOS DE CAMPO.....	5
1.4 EXPLORACION DEL SUBSUELO.....	6
1.5 ESTUDIO GEOTECNICO.....	10
1.6 CONCLUSIONES.....	18
1.7 ANTEPROYECTOS.....	20

CAPÍTULO II

SUPERESTRUCTURA

2.1 PROYECTO DE LA SUPERESTRUCTURA.....	36
2.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS.....	40
2.3 ANÁLISIS DE CARGAS VIVAS.....	56
2.4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE TRABES.....	68
2.5 REVISION DE LA SECCIÓN A LA RUPTURA POR FLEXIÓN.....	94
2.6 CALCULO DE LA LONGITUD DE ADHERENCIA.....	96
2.7 CALCULO DE LONGITUD ACTUANTE DE LOS TORONES.....	97
2.8 REVISION POR CORTANTE.....	107

2.9 ANÁLISIS Y DISEÑO DEL DIAFRAGMA ENTRE TRABES.....	110
2.10 CALCULO DE LOS APOYOS.....	116

CAPÍTULO III

SUBESTRUCTURA

3.1 DATOS DE DISEÑO DEL CABALLETE.....	122
3.2 DISEÑO DEL MURO DE RESPALDO.....	123
3.3 DISEÑO DE CABEZAL Y PILOTES.....	128
3.4 CARGAS HORIZONTALES.....	143
3.5 VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA.....	147
3.6 VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA.....	149
3.7 FUERZA LONGITUDINAL POR FRENAJE.....	151
3.8 FUERZA LONGITUDINAL DEBIDA A LA FRICCIÓN EN APOYOS.....	152
3.9 EFECTOS POR SISMO.....	153
3.10 CAPACIDAD ADMISIBLE DE LOS PILOTES.....	155
3.11 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES.....	158
3.12 REVISION POR CORTANTE.....	162
3.13 DISEÑO DE TOPE SISMORESISTENTE.....	167
3.14 PLACAS DE NEOPRENO EN TOPES DE CABALLETE.....	173

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 INTRODUCCIÓN.....	175
4.2 CONCLUSIONES.....	175
4.3 RECOMENDACIONES.....	177

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....	179
--	------------

APENDICE A

DIAGRAMAS.....	181
----------------	-----

APENDICE B

ANTEPROYECTOS PLANOS.....	182
---------------------------	-----

APENDICE C

PLANOS DEFINITIVOS.....	183
-------------------------	-----

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES HISTORICOS

1.1 INTRODUCCIÓN

Desde que el hombre habita este mundo, los puentes son la expresión de su voluntad de superar los obstáculos que encuentra en el camino hacia su objetivo.

El arte de construir puentes tiene su origen en la prehistoria. Puede decirse que nace un buen día se le ocurrió al hombre prehistórico derribar un árbol en forma que, al caer enlazara las dos riveras de una corriente sobre la que deseaba establecer un vado. La genial ocurrencia le eximia de esperar a que la caída fortuita de un árbol le proporcionara un puente. También utilizo el hombre primitivo losas de piedra para salvar las corrientes de pequeña anchura cuando no había árboles a la mano.

El arte de construir puentes no experimento cambios sustanciales durante más de 2000 años.

La madera y la piedra eran utilizados en tiempos napoleónicos de manera similar a como lo fueron en la época de Julio César e incluso mucho tiempo antes.

Hasta finales del siglo XVIII no se pudo obtener hierro colado y forjado a precios que hicieran de el un material estructural asequible, y hubo que esperar casi otro siglo a que pudiera hacerse uso del acero en condiciones económicas.

La construcción de puentes ha evolucionado paralelamente a la necesidad que de ellos se sentía. Recibió su primer gran impulso en los tiempos en que roma

dominaba la mayor parte del mundo conocido. A medida que sus legiones conquistaban más países, iban levantando puentes de madera más o menos permanentes cuando construyeron sus calzadas pavimentadas alzaron puentes de piedra labrada. La red de comunicaciones del imperio Romano llegó a sumar 90000km de excelentes carreteras.

En nuestro país los primeros puentes registrados, fueron ubicados en la cuenca del valle de México, hechos por los mexicas a partir de 1325, debido a la ubicación de la ciudad en medio del lago, esta se hallaba incomunicada con tierra firme lo cual la ponía en cierta desventaja con otros pueblos y no garantizaba su seguridad tanto por ataques de sus enemigos como por los fenómenos naturales que se presentaban con frecuencia, las inundaciones.

Desde sus inicios la ciudad azteca contó con calzadas hechas de madera, piedra y arcilla, sobre el agua para poder unir la ciudad de Tenochtitlan con tierra firme, a medida que paso el tiempo se fueron haciendo más anchas. A la llegada de los españoles en noviembre del año de 1519, la entrada de los conquistadores tuvo lugar por una de las calzadas, la de Iztapalapa, que era una de las principales y que unía a Tenochtitlan con tierra firme por el sur.

Por el lado norte la isla se encontraba unida por la calzada de Tepeyac, y por el poniente con la calzada de Tlacopan, posteriormente modificado su nombre a la usanza española por Tacuba. Las calzadas con dirección este-oeste construidas con arcillas compactadas terminadas en talud cumplían dos funciones principales una, unir la ciudad a tierra firme y la segunda regular el paso de agua a través de ellas por medio de puentes, ya que el lago de Texcoco era salubre y la laguna de México era de agua dulce que llegaba por diferentes ríos.



Imagen 1.1 Puente prehistórico

1.2 DEFINICIÓN DE PUENTE.

Por definición un puente es una estructura que es parte de un camino o vía, destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías.

La infraestructura de un puente esta formada por los estribos o apoyos extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos.

La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los estribos.

Las partes que forman un puente son:

- Elementos portantes (Generalmente vigas).
- En la superestructura Diafragmas.
- Sistemas de pisos (Losas).
- Pilas y estribos.
- En la subestructura Sistemas de apoyo.

Otros elementos de soporte de la superestructura.

- Pilotes.
- En la cimentación Zapatas de cimentación.
- Pilastrones.
- Juntas de dilatación.
- Sistemas de drenaje.
- En el equipamiento Parapetos.
- Señalamientos.

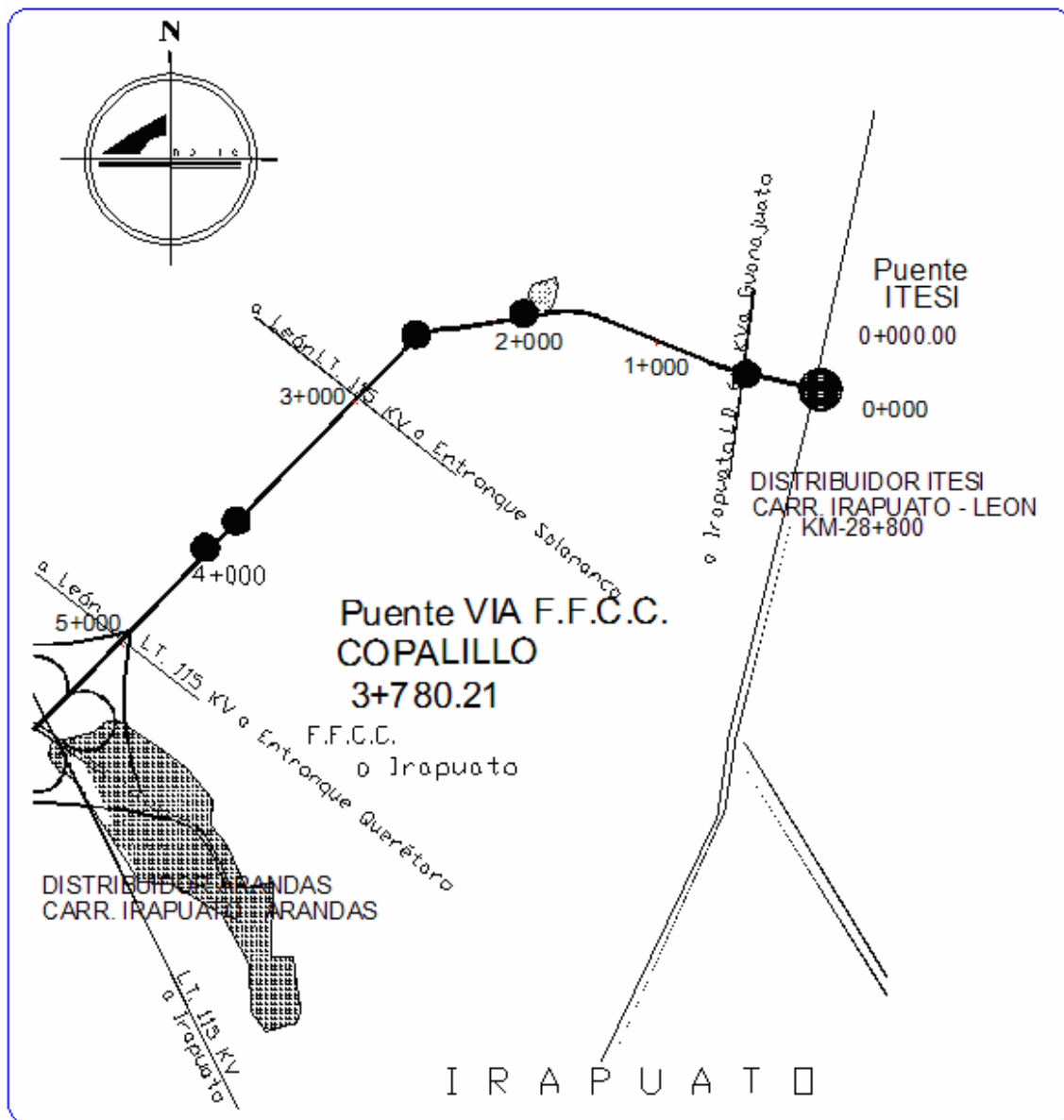
De los puentes emana una satisfacción a la que solo pocas pueden sustraerse con ellos supera el hombre los límites de su espacio vital, une lo separado, triunfa sobre los obstáculos de la naturaleza y da continuidad a su desarrollo.

Un puente es el resumen de los problemas y dificultades con que tienen que luchar la más bella de las artes del ingeniero civil para superar los numerosos obstáculos para el tránsito, tanto en tiempos antiguos como remotos.

1.3 ESTUDIOS DE CAMPO.

1.3.1 Datos de localización.

El **punte copalillo** se encuentra localizado sobre la vía del ferrocarril Irapuato – Silao en el km. 3 + 781.086 de la terracería Silao – Abasolo en Irapuato, Estado de Guanajuato.



1.3.2 Inspección de la zona.

Consistió en un recorrido por el sitio donde se localizara el puente para identificar los depósitos superficiales del suelo en sus estado natural, además de buscar indicios de problemas geotécnicos.

Características del sitio de acuerdo a observación.

- Zona de uso agrícola.
- Topografía prácticamente horizontal.
- Vegetación por árboles, matorrales y hierbas con clima templado y temperatura promedio de 16.6°C.
- La construcción más cercana al sitio de cruce, es el puente existente que actualmente es usado para el paso por debajo de las vías del ferrocarril.

ANEXO A (Imagen 1.2 Vista del cruce actual, Imagen 1.3 Vista lateral del puente existente).

1.4 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.

Para evaluar las características la estratigrafía y propiedades de los materiales del subsuelo se realizaron cuatro sondeos de penetración estándar (SPE-1 a SPE-4) llevados a una profundidad máxima de 15.25 m.

Fue necesario efectuar dos sondeos de muestreo inalterado selectivo (SS-2 y SS-4) para obtener muestras inalteradas de los depósitos más representativos del subsuelo, como se muestra en la siguiente tabla 1.4:

Sondeo	Profundidad De exploración (m)	Elevación del brocal	Procedimiento de exploración
SPE-1	14.80	1757.78	Sondeo de penetración estándar con Recuperación de muestras representativas.
SPE-2	12.70	1757.83	Sondeo de penetración estándar con Recuperación de muestras representativas.
SPE-3	14.75	1757.91	Sondeo de penetración estándar con Recuperación de muestras representativas.
SPE-4	15.25	1757.88	Sondeo de penetración estándar con Recuperación de muestras representativas.
SS-2	9.20	1757.83	Sondeo de muestreo inalterado selectivo con tubo Shelby.
SS-4	8.40	1757.88	Sondeo de muestreo inalterado selectivo con tubo Shelby.

Tabla 1.4 Características de los sondeos

Simbología:

SPE – Sondeo de penetración estándar

SS – Sondeo selectivo

Los ensayos de laboratorio realizados fueron los siguientes.

- Pruebas índice

Limites de consistencia líquida y plástica en los suelos finos.

Porcentaje de finos en las mezclas de arenas en los suelos finos.

Granulometría.

- Pruebas mecánicas

Resistencia al esfuerzo cortante.

Deformabilidad.

Con base en estos resultados se identificaron los principales depósitos que constituyen el subsuelo, clasificándolos conforme al Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS).

1.4.1 Estratigrafía

Utilizando los resultados de campo y laboratorio se formó la columna estratigráfica definitiva de cada sondeo, según se presentan en el ANEXO B (Figura 1.4-Figura 1.9). Con base en ellas se prepararon los cortes estratigráficos del subsuelo que consignan en las Figuras 1.10-1.12 que resumen las condiciones estratigráficas del subsuelo. A continuación se hará la descripción estratigráfica del subsuelo de acuerdo con los resultados obtenidos en el sondeo SPE-2.

Sondeo SPE-2 Elevación + 1757.835 m		
DEPOSITO	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION
I	De 0 a 2.40	Toba formada por arcilla color café, de baja plasticidad y consistencia media, con poca arena fina. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre 11 y 15.
II	De 2.40 a 6.0	Toba formada por arcilla color café, de baja plasticidad y consistencia media, con poca arena fina. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre 5 y 11.
III	De 6.0 a 9.0	Toba formada por arcilla color café, de alta plasticidad y consistencia media a rígida, con poca arena fina. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre 4 y 17.
IV	De 9.0 a 11.40	Toba formada por arcilla color café, de alta plasticidad y consistencia rígida, con arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre 14 y 25.
V	De 11.40 a 12.7	Grava empacada en arena medio color gris, muy compacto, con poca arcilla. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar resultó superior a 50.

No se encontró el nivel del agua superficial hasta la máxima profundidad explorada.

A partir del resultado de los sondeos y de los cortes estratigráficos que se llegó a las siguientes conclusiones

- a. En todos los sondeos se encontró que los materiales que constituyen el subsuelo hasta 13.2 m de profundidad máxima son de mediana capacidad de carga y mediana deformabilidad. A continuación se encuentran depósitos formados por suelo granulares de alta capacidad de carga y baja deformabilidad.
- b. De acuerdo con la estratigrafía del subsuelo la mejor solución de cimentación seguramente será utilizando pilas de concreto reforzado apoyadas por punta en los depósitos densos descritos.

1.5 ESTUDIO GEOTECNICO.

1.5.1 Solución de cimentación

Considerando la estratigrafía del subsuelo y las características de los puentes, la solución de cimentación más conveniente será utilizando pilas de concreto reforzado que transmitan la carga de la estructura a los depósitos de suelos granulares de alta capacidad de carga y baja deformabilidad, apoyándolas a las profundidades que se presentan en la tabla 1.5. Esta solución se presenta en forma esquemática en la Figura 1.13.

Los terraplenes del puente se apoyarán por superficie a 1 m de profundidad máxima respecto al brocal de los sondeos.

Sondeo SPE	Profundidad de desplante en (m)	Puente
2	12.00	Izquierdo
3	13.50	Izquierdo
1	12.50	Derecho
4	12.00	Derecho

Tabla 1.5 Profundidad de apoyo de las pilas

1.5.2 Capacidad de carga

1.5.2.1 Pilas

La capacidad de carga de las pilas estará determinada por los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del depósito de apoyo, que se determinaron a partir de correlaciones empíricas^{1.1}.

$$Q_{pa} = \frac{1.2}{FS} \left\{ cN_c + \sigma_{od} (N_q - 1) \right\} A_p D_r \quad (1.1)$$

En donde:

- Q_{pa} Capacidad de carga neta admisible del suelo, en t.
- FS Factor de seguridad, adimensional.
- c Parámetro de cohesión del material, en t/m².
- N_c, N_q Factor de capacidad de carga, adimensional.

^{1.1} Terzaghi K and Pec R B 1969 *Soil Mechanics in Engineering Practice* John Wiley and Sons pp 45-140
Zeevaert L 1982 *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions* 2nd Edition Van Nostrand Reinhold Co New York pp 18-92

σ_{od}	Esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación, en t/m ² .
A_p	Área de la punta de las pilas, en m ² .
D_r	Densidad relativa del deposito de apoyo, adimensional.

De acuerdo con lo anterior la capacidad de carga neta admisible de las pilas se calculará con las expresiones 1.2 y 1.3.

$$\text{Cuerpo izquierdo} \quad Q_{pa} = 380 d^2 \quad (1.2)$$

$$\text{Cuerpo derecho} \quad Q_{pa} = 531 d^2 \quad (1.3)$$

En donde d es el diámetro de la punta de las pilas y se sustituye en metros. Se hace notar que las pilas no podrán tener campana.

La separación mínima entre pilas centro a centro será de cuatro veces el diámetro de su punta.

Para la combinación más desfavorable de cargas permanentes y accidentales la capacidad de carga anterior se aumentará hasta en un 25 %.

1.5.2.2 Terraplenes

La capacidad de carga del suelo estará determinada por los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los depósitos arcillosos que quedarán debajo de los terraplenes. Para calcularla se usó la expresión 1.4, con referencia antes mencionado.

$$q_a = \frac{1}{FS} \left\{ \alpha_1 c N_c + \alpha_1' \sigma_{od} N_q + \alpha_2 \gamma B N_\gamma \right\} \quad (1.4)$$

En donde:

- q_a Capacidad de carga neta admisible del suelo, en t/m^2 .
- FS Factor de seguridad, adimensional.
- $\alpha_1, \alpha_1', \alpha_2$ Factor de forma, adimensional.
- N_c, N_q, N_γ Factor de capacidad de carga, adimensional.
- σ_{od} Esfuerzo efectivo al nivel de apoyo de los terraplenes, en t/m^2 .
- γ Peso volumétrico del suelo por debajo del nivel de apoyo en t/m^2 .
- B Semi-ancho del área cargada, en m.

Sustituyendo los valores correspondientes en la expresión 4 y empleando un factor de seguridad de 3 se obtuvo una capacidad de carga neta admisible de 20 t/m^2 . Como la altura máxima del terraplén es de 10 m como máximo el mayor esfuerzo que transmitirán al subsuelo será de 18 t/m^2 por lo que no habrá problemas de estabilidad en ellos.

Se hace notar que será necesario apoyar los terraplenes a 1 m de profundidad como máximo para garantizar su estabilidad.

Este despalme solamente se hará desde la máxima altura del terraplén hasta que tenga una altura de 3 m, a partir de la cual el despalme solamente se hará de 0.6 m.

1.5.2.3 Asentamientos

1.5.2.3.1 Pilas

Los hundimientos que sufrirán las pilas se calcularon utilizando la expresión 1.5^{1,2}.

$$\delta = \sum M_{ep} (1 + k_{vp}) \Delta\sigma \quad d \quad (1.5)$$

En donde:

- δ Asentamiento total, en cm.
- M_{ep} Módulo de deformación unitaria elasto-plástica, en cm^2/kg .
- $\alpha_1, \alpha_1', \alpha_2$ Factor de forma, adimensional.
- k_{vp} Relación entre la deformación diferida y la deformación elástica inmediata, adimensional.
- $\Delta\sigma$ Incremento medio de esfuerzo en el estrato de estudio, en kg/cm^2 .
- d Diámetro de la punta de las pilas, en cm.

Sustituyendo los parámetros correspondientes en la expresión 1.5 se obtuvieron las ecuaciones 1.6 y 1.7

$$\text{Cuerpo izquierdo } \delta = 0.88 \quad d \quad (1.6)$$

$$\text{Cuerpo derecho } \delta = 1.26 \quad d \quad (1.7)$$

En donde el diámetro d de la punta de las pilas se sustituye en metros y el asentamiento δ se obtiene en centímetros.

^{1,2}Zeevaert L. 1982 **Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions** 2nd Edition Van Nostrand Reinhold Co New York

En esta expresión se consideró que el esfuerzo de diseño de las pilas corresponde con el que se obtiene de las expresiones 1.2 y 1.3. Si las pilas se diseñan con una carga menor tendrán un asentamiento menor, que se calculará de manera directamente proporcional al esfuerzo aplicado.

El asentamiento total en los apoyos del puente será pequeño si las pilas se construyen correctamente como se indica en este informe.

1.5.2.3.2 Terraplenes

Los asentamientos que se producirán en los terraplenes se calcularon con la expresión 1.5 y obteniendo como resultado de 4.83 cm en los del puente izquierdo y de 4.75 cm en los del puente derecho, en la zona de los estribos que corresponde con su máxima altura.

A lo largo del terraplén estos asentamientos disminuirán en forma directamente proporcional a su altura.

1.5.2.4 Módulos de reacción

El módulo de reacción vertical del sistema suelo – cimentación se define como^{1,2}:

$$k_v = \frac{\Delta \sigma}{\delta} \quad (1.8)$$

^{1,2}Zeevaert L. 1982 **Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions** 2nd Edition Van Nostrand Reinhold Co New York

En donde:

- k_v Modulo de reacción del suelo, en kg/cm^3 .
 $\Delta\sigma$ Incremento de esfuerzo, en kg/cm^2 .
 δ Deformación del suelo por debajo de la pila, en cm.

Sustituyendo los valores correspondientes en la expresión 8 se obtuvieron las expresiones 9 y 10

$$\text{Cuerpo izquierdo} \quad k = 55 \frac{1}{d} \quad (1.9)$$

$$\text{Cuerpo derecho} \quad k = 53.7 \frac{1}{d} \quad (1.10)$$

En donde d es el diámetro de la pila y se sustituye en metros. El valor del módulo k_v se obtiene en kg/cm^3 .

El módulo de reacción horizontal que se usará en el diseño sísmico de las pilas tendrá los valores que se indican en la tabla 1.6:

Deposito	Profundidad (m)	kh (kg/cm^3)
I	0-2.4	1.5
II	2.4-6.0	1.3
III	6.0-9.0	1.4
IV	9.0-11.4	1.8
V	11.4-14.8	4.0

Tabla 1.6 Módulo de reacción horizontal

1.5.2.5 Esfuerzos horizontales contra los estribos

El esfuerzo horizontal que se desarrollará contra los muros de los estribos se calculó con la expresión 1.11^{1,2}.

$$\sigma_h = k_o (\sigma_v + \Delta\sigma) \quad (1.11)$$

En donde:

- σ_h Esfuerzo horizontal, en t/m³/ml.
- $\Delta\sigma$ Sobrecarga aplicada en la corona del relleno, en t/m².
- k_o Coeficiente de empuje de tierras en reposo, adimensional.
- σ_v Esfuerzo efectivo a la profundidad a la que se requiere conocer σ_h , en t/m²/ml.

Sustituyendo los valores correspondientes en la expresión 1.11 se obtuvo la 1.12

$$\sigma_h = 0.96 z + 1.1 \quad (1.12)$$

En donde z es la profundidad en metros a la que se requiere calcular σ_h .

En esta expresión se consideró una sobrecarga de 2 t/m² aplicada en la corona del terraplén.

Este esfuerzo considera que detrás de los estribos no habrá ningún almacenamiento de agua, por lo que es necesario drenarlos perfectamente.

^{1,2}Zeevaert L. 1982 **Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions** 2nd Edition Van Nostrand Reinhold Co New York

Para ello se deben respetar las recomendaciones de drenaje que se indican en la Figura 1.14, del ANEXO B.

1.5.2.6 Regionalización sísmica

El sitio donde se construirá el puente está localizado en la zona B de la Carta de Regionalización Sísmica de la República Mexicana, proporcionado por la Comisión Federal de Electricidad, Figura 1.15. El subsuelo es de baja deformabilidad^{1.3}.

1.6 CONCLUSIONES

Con base en los trabajos de campo, en los resultados de los ensayos de laboratorio y en los análisis efectuados, se llegó a las siguientes conclusiones

- a. El subsuelo está constituido por una serie de depósitos de toba arcillosa y arenosa de consistencia y densidad variable hasta 13.2 m de profundidad máxima. Debajo de ellos hay depósitos de grava con arena de alta capacidad de carga y baja deformabilidad.
- b. La solución de cimentación para los apoyos de los puentes será mediante pilas de concreto reforzado coladas en el lugar.
- c. Los terraplenes se apoyarán por superficie retirando los suelos superficiales de mala calidad que aparezcan hasta 1 m de profundidad máxima.

^{1.3} Comisión Federal de Electricidad Instituto de la Industria Eléctrica 1969 **Manual de Diseño de Obras Civiles** México

- d. La capacidad de carga de diseño, los asentamientos que ocurrirán y toda la información técnica que se requiere para hacer el diseño de la cimentación de los puentes desde el punto de vista de Mecánica de Suelos se consignan de acuerdo a lo ya mencionado.
- e. Aunque los asentamientos calculados resultaron pequeños, es conveniente diseñar una losa de transición entre los terraplenes de cada puente y la estructura para mitigar sus efectos.
- f. Si durante la construcción de los puentes se encuentran diferencias estratigráficas respecto a la descripción geotécnica que se presenta en este informe ó materiales sueltos al nivel de la cimentación, se deberá dar aviso al suscrito para determinar la solución más adecuada.
- g. Finalmente se hace notar que los asentamientos calculados en los terraplenes del puente consideran únicamente la influencia de estas obras sobre el terreno natural. No consideran el posible efecto de hundimiento regional ó local.

1.6 ANTEPROYECTOS

De acuerdo a los datos de campo se propusieron las siguientes alternativas:

COMO PRIMERA ALTERNATIVA

- Construcción de caballetes de concreto armado de $F'c=250\text{kg/cm}^2$, a base de un muro corrido, apoyado sobre una zapata superficial y esta a su vez sobre pilotes colados en sitio con 1.0 m de diámetro.
- En el espacio entre los caballetes, se colocara tierra armada, para bajar el costo de la obra.
- Colocación de traveses pretensadas tipo cajón de 1.83m de altura.
- Construcción de pantallas entre pilotes de 20 cm de espesor, desplantadas a una profundidad de 1.2 m.
- Colocación de muros laterales de tierra armada, de 15 m de longitud, a partir de del eje de apoyos.
- Construcción de conos de derrame con dentellones para retener los terraplenes.

Los datos antes mencionados se verán a detalle en el APENDICE B (**Plano A-1**).

COMO SEGUNDA ALTERNATIVA

- Construcción de caballetes de concreto armado de $F'c=250\text{kg/cm}^2$, a base de pilotes colados en sitio con 1.20 m de diámetro.
- En el espacio entre los caballetes, se colocara tierra armada, para bajar el costo de la obra.

- Colocación de traveses pretensados tipo cajón de 1.83m de altura.
- Construcción de pantallas entre pilotes de 20 cm de espesor, desplantadas a una profundidad de 1.2 m.
- Colocación de muros laterales de tierra armada, de 15 m de longitud, a partir de del eje de apoyos.
- Construcción de conos de derrame con dentellones para retener los terraplenes.

Los datos antes mencionados se verán a detalle en el APENDICE B (**Plano A-2**).

COMO TERCERA ALTERNATIVA Y EJECUTIVA

- Construcción de caballetes de concreto armado de $F'c=250\text{kg/cm}^2$, a base de pilotes colados en sitio con 1.20 m de diámetro.
- En el espacio entre los caballetes, se colocara tierra armada, para bajar el costo de la obra.
- Colocación de traveses pretensados AASTHO tipo VI.
- Construcción a base de muros mecánicamente estabilizados.
- Colocación de muros laterales de tierra armada, de 15 m de longitud, a partir de del eje de apoyos.
- Construcción de conos de derrame con dentellones para retener los terraplenes.

Los datos antes mencionados se verán a detalle en el APENDICE C (**Plano General**).

1.6.1 PROYECTO DEFINITIVO

La elección del tipo de puente definitivo se basa en cumplir ciertos requerimientos que se presentan por orden de importancia, la funcionalidad del mismo, la seguridad, lo económico y la estética, si bien el aspecto de la seguridad debe quedar bien respaldado desde un principio sea cual sea el proyecto que se considere, la funcionalidad y el aspecto económico pueden interactuar en cierto modo utilizando métodos que además de ser funcionales sean de un menor costo en comparación con otros proyectos.

En el caso del puente proyectado “**El Copalillo**” se elaboraron los anteproyectos mencionados, se optó por elegir el más óptimo de acuerdo a los requisitos antes mencionados con detalles y características en el plano indicado, que corresponde al anteproyecto número tres.

ANEXO A REPORTE FOTOGRAFICO



Imagen 1.3 Vista del cruce actual. Información proporcionada por la SCT



Imagen 1.4 Vista frontal del puente actual. Información proporcionada por la SCT

ANEXO B COLUMNAS ESTRATIGRÁFICAS

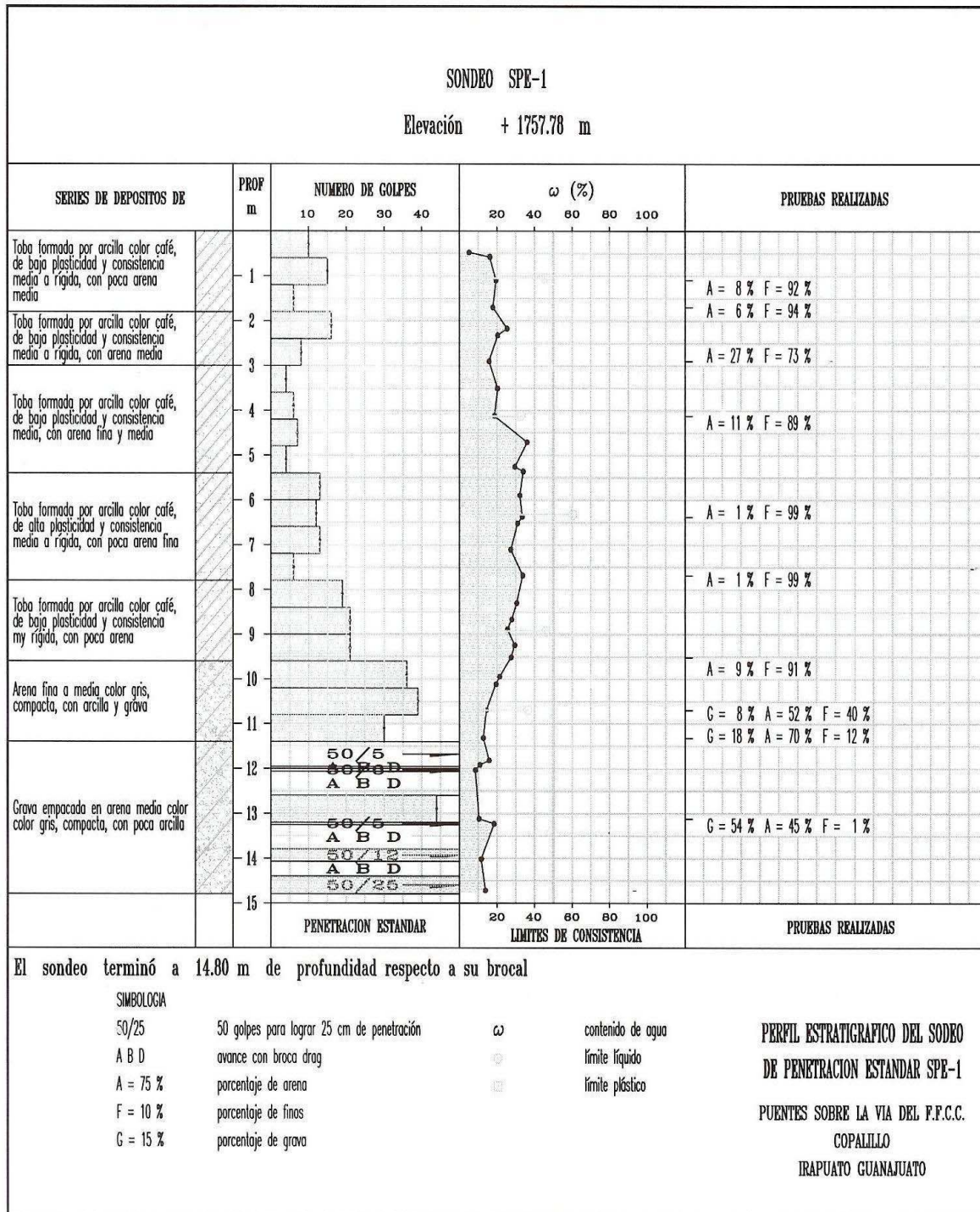


Figura. 1.4 SONDEO SPE-1. Información Proporcionada por la SCT

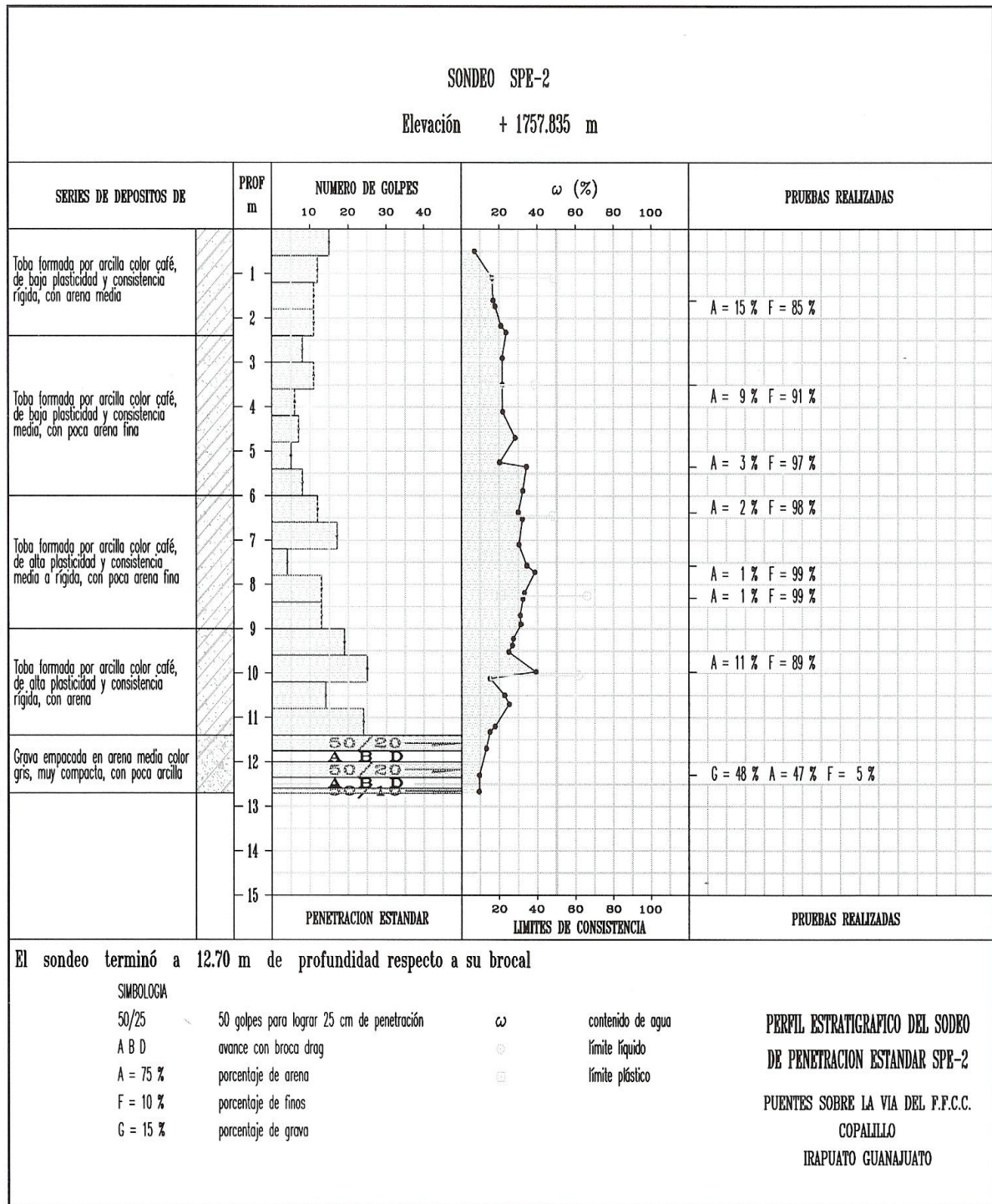


Figura. 1.5 SONDEO SPE-2. Información Proporcionada por la SCT

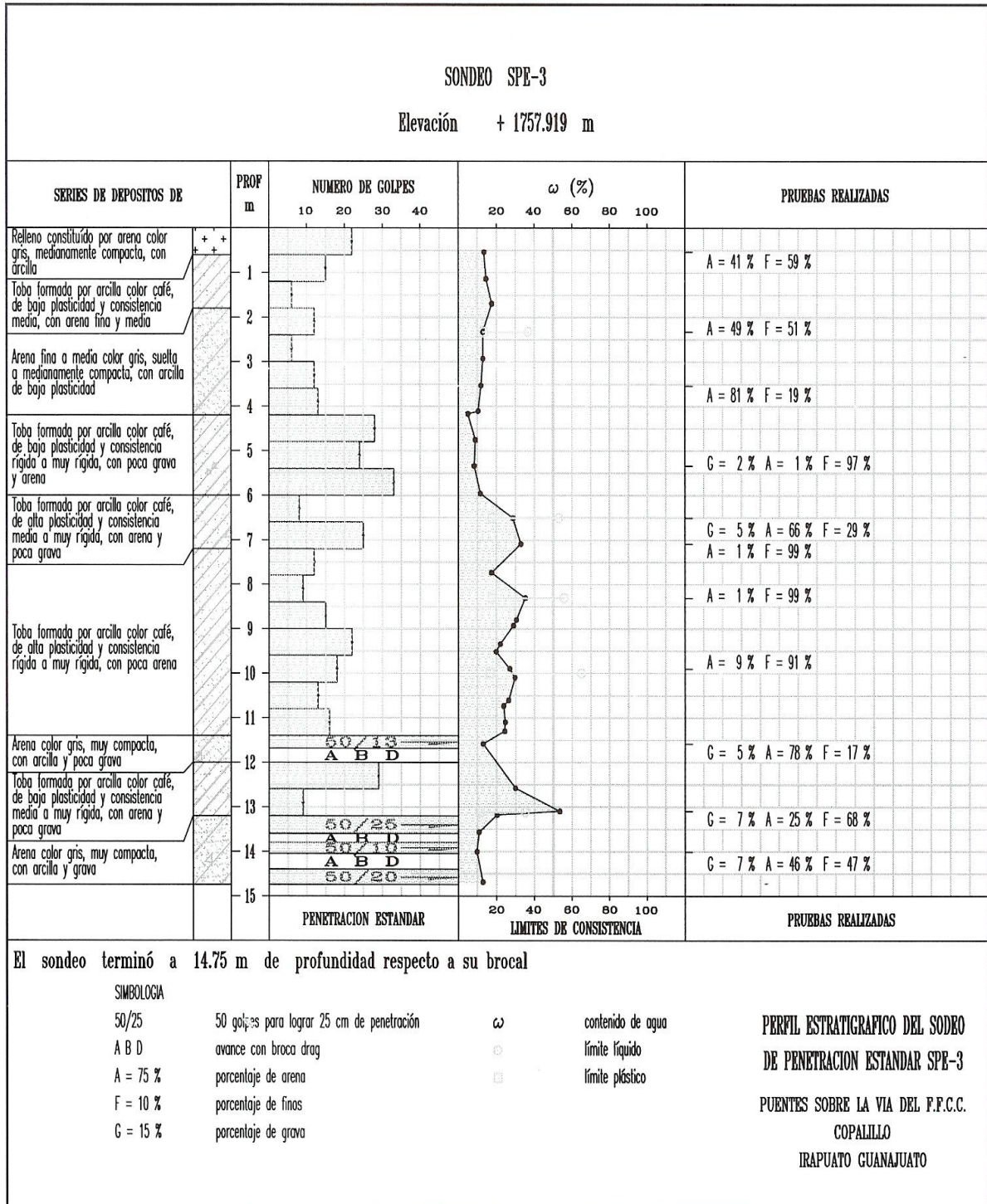


Figura. 1.6 SONDEO SPE-3. Información Proporcionada por la SCT

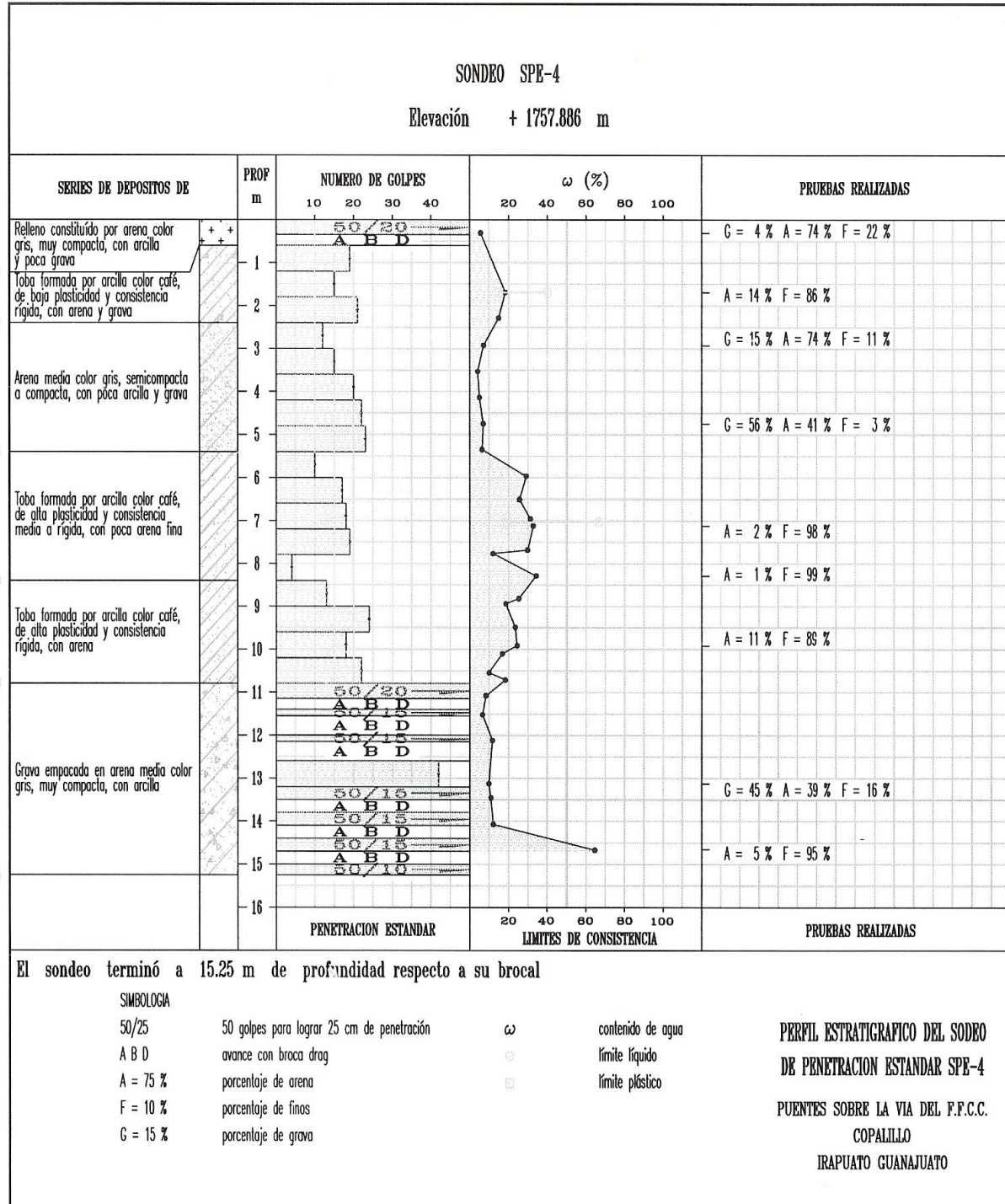


Figura. 1.7 SONDEO SPE-4. Información Proporcionada por la SCT

SONDEO SS-2											
Elevación + 1757.835 m											
SERIES DE DEPOSITOS DE	PROF m	NUMERO DE GOLPES				ω (%)					PRUEBAS REALIZADAS
		10	20	30	40	20	40	60	80	100	
Toba formada por arcilla color café, de baja plasticidad y consistencia rígida, con arena media	1	A B D									
	2	T S R									
Toba formada por arcilla color café, de baja plasticidad y consistencia media, con poca arena fina	3	T S R									- A = 12 % F = 88 % $(T_{xr})_1$
	4	A B D									
	5	T S R									- A = 6 % F = 94 % $(T_{xr})_2$
	6	T S R									
Toba formada por arcilla color café, de alta plasticidad y consistencia media a rígida, con poca arena fina	7	A B D									
	8	T S R									
Toba formada por arcilla color café, de alta plasticidad y consistencia rígida, con arena	9	T S R									- A = 2 % F = 98 % $(T_{xr})_3$
	10										
	11										
	12										
		NUMERO DE GOLPES				LIMITES DE CONSISTENCIA					PRUEBAS REALIZADAS

El sondeo terminó a 9.20 m de profundidad respecto a su brocal					
SIMBOLOGIA					
A B D	avance con broca drag	T S R	tubo Shelby hincado a rotación	PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO SELECTIVO SS-2 PUENTES SOBRE LA VIA DEL F.F.C.C. COPALILLO TRAPUATO GUANAJUATO	
A = 75 %	porcentaje de arena	(T_{xr})	prueba triaxial de resistencia		
F = 10 %	porcentaje de finos	ω	contenido de agua		
		\odot	límite líquido		
		\oplus	límite plástico		

Figura. 1.8 SONDEO SS-2. Información Proporcionada por la SCT

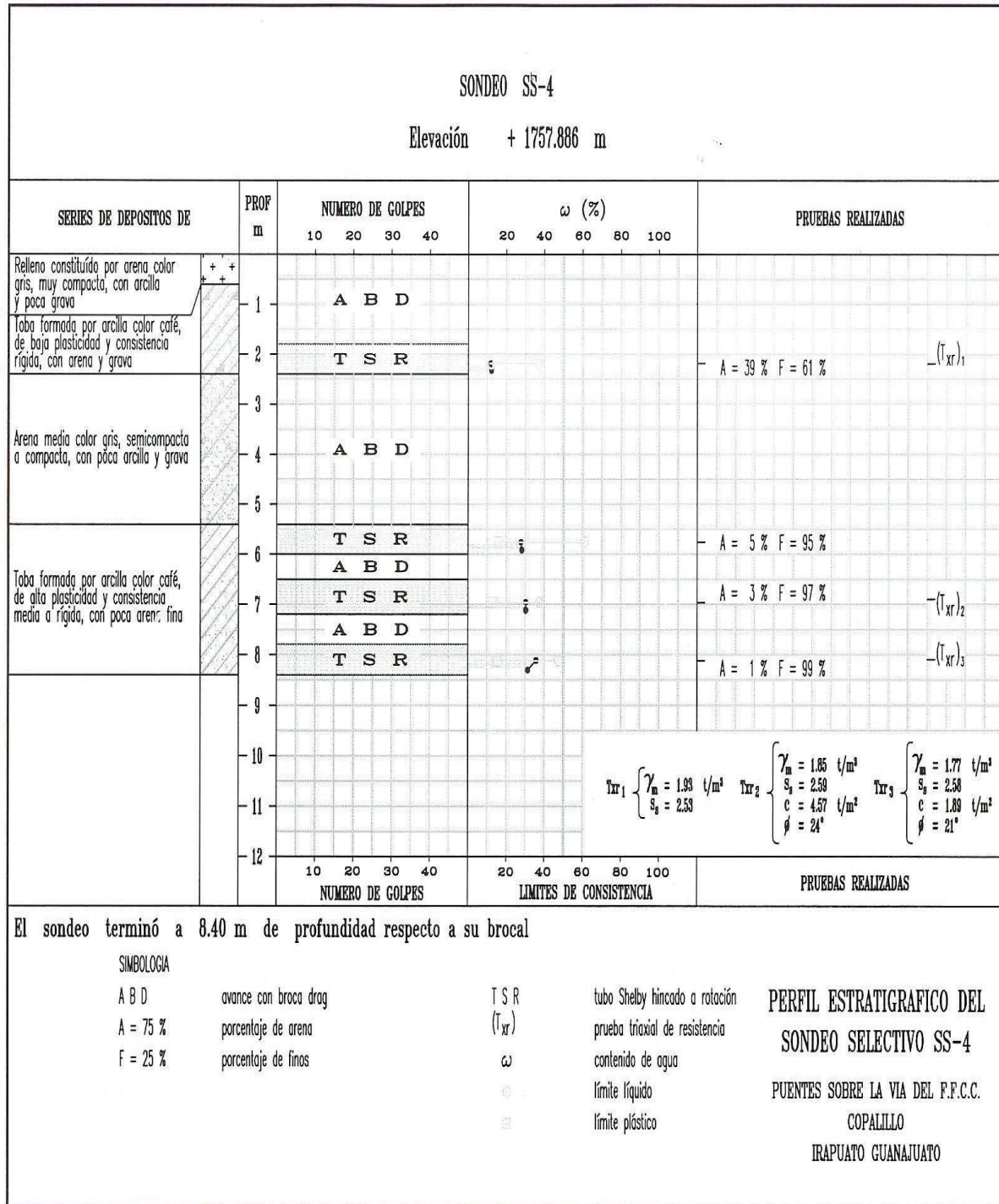


Figura. 1.9 SONDEO SS-4. Información Proporcionada por la SCT

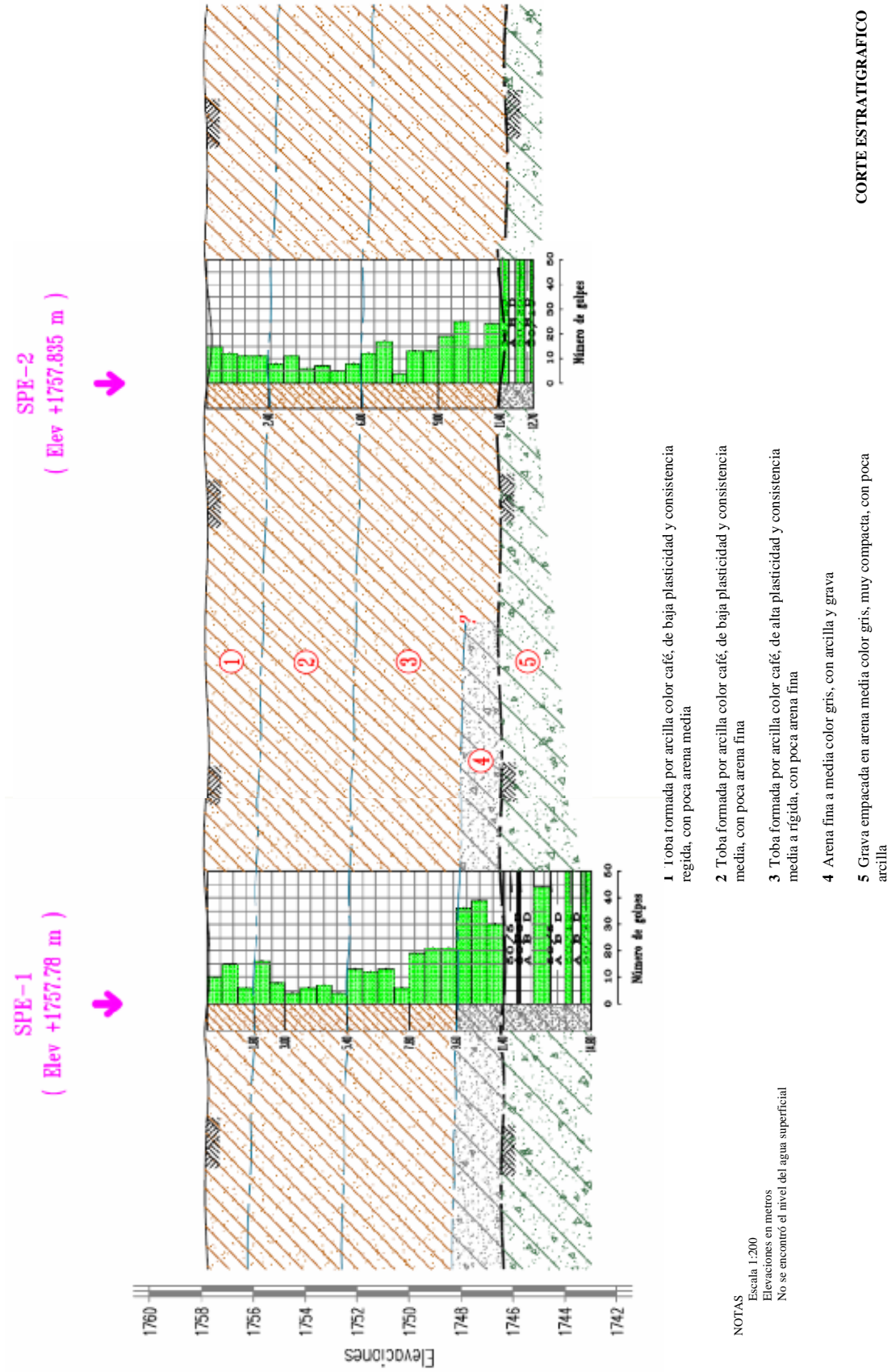


Figura 1.10. Información Proporcionado por la SCT

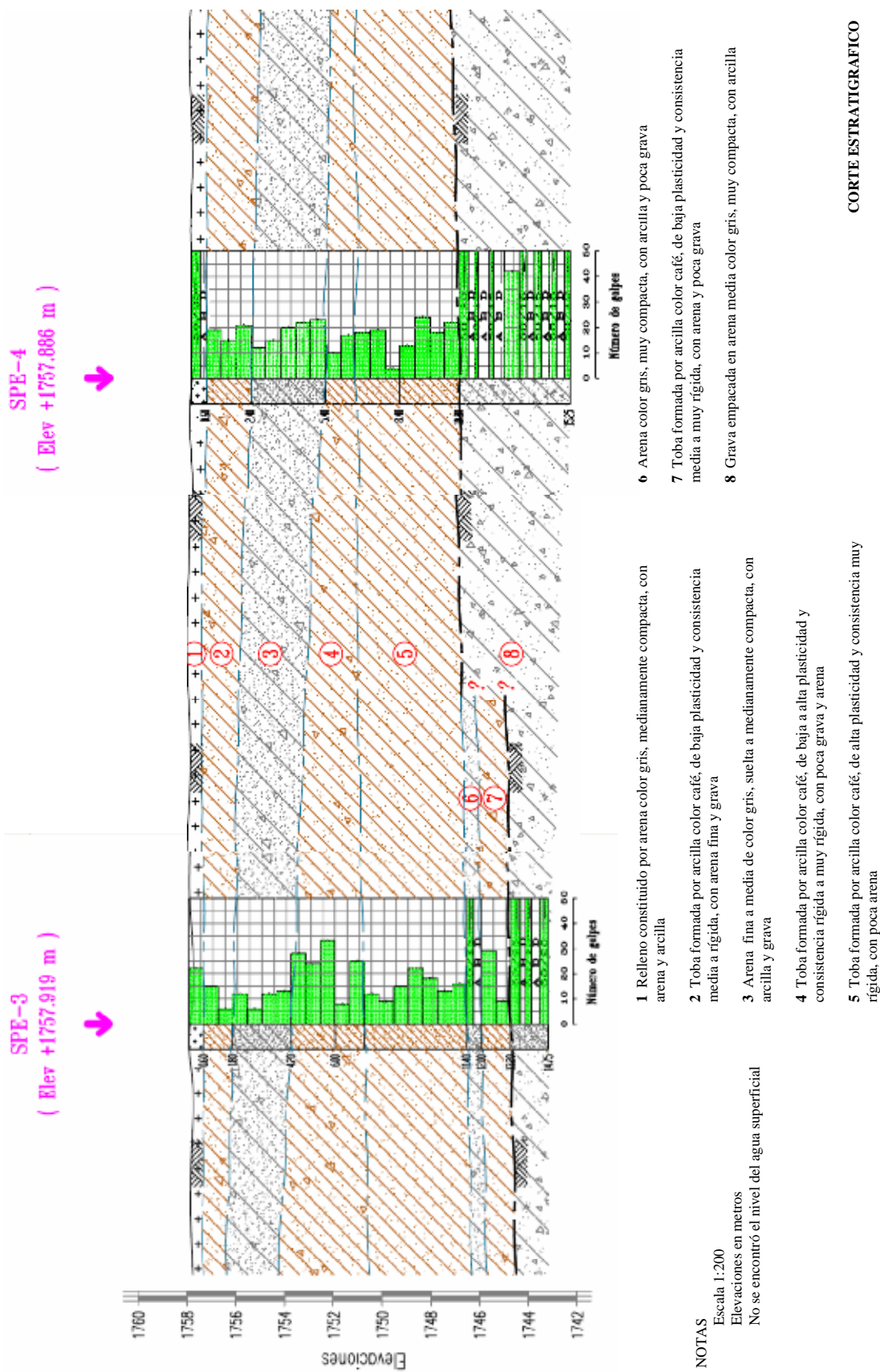


Figura 1.11. Información Proporcionado por la SCT

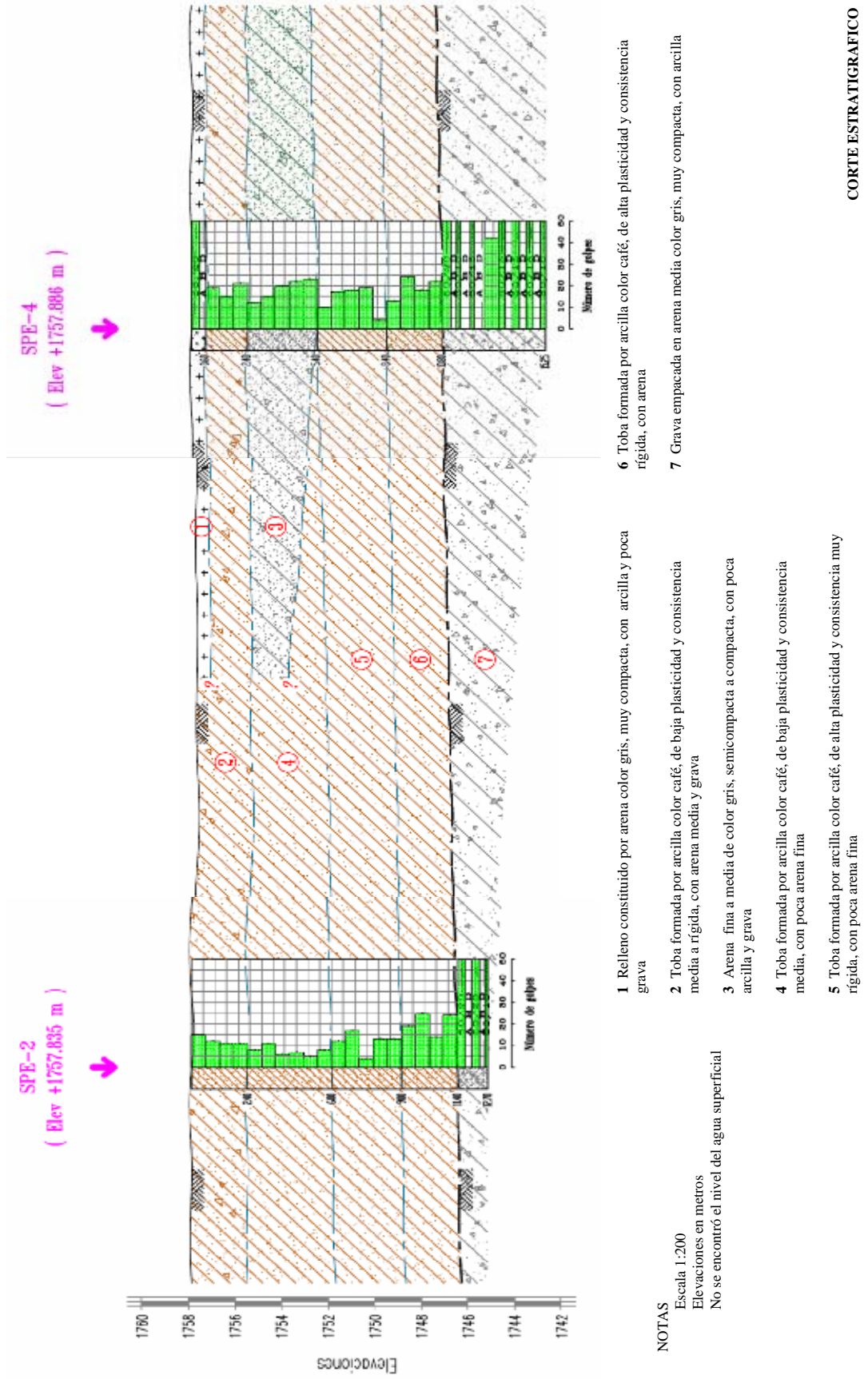
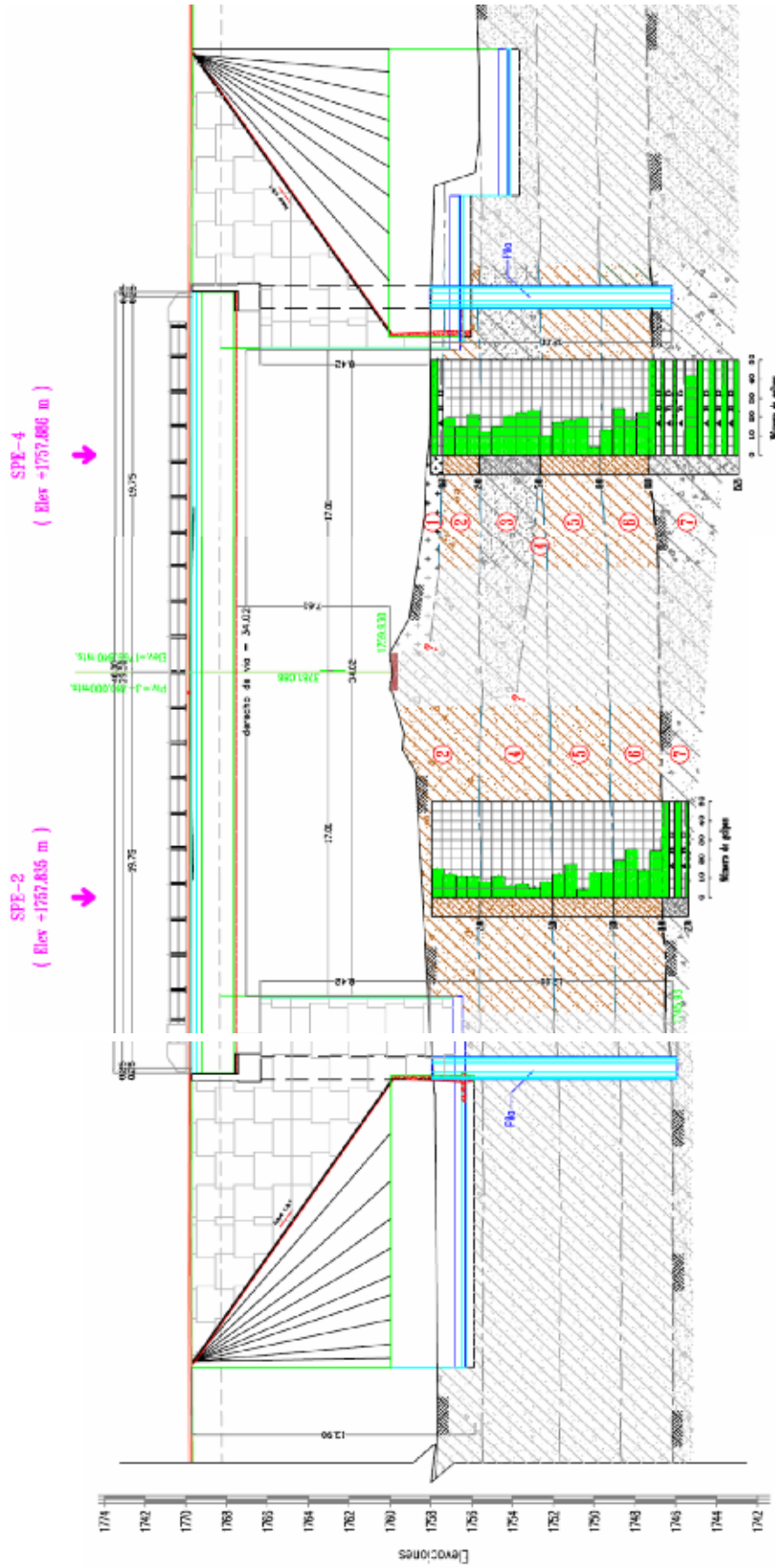


Figura 1.12. Información Proporcionado por la SCT



- 1. Relleno constituido por arena color gris, muy compacta, con arcilla y poca grava
- 2. Toba formada por arcilla color café, de baja plasticidad y consistencia media a rígida, con arena media y grava
- 3. Arena fina a media de color gris, semicompacta a compacta, con poca arcilla y grava
- 4. Toba formada por arcilla color café, de baja plasticidad y consistencia media, con poca arena fina
- 5. Toba formada por arcilla color café, de alta plasticidad y consistencia muy rígida, con poca arena fina
- 6. Toba formada por arcilla color café, de alta plasticidad y consistencia rígida, con arena
- 7. Grava empacada en arena media color gris, muy compacta, con arcilla

NOTAS
 Escala 1:200
 Elevaciones en metros
 No se encontró el nivel del agua superficial

SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN

Figura 1.13. Información Proporcionado por la SCT

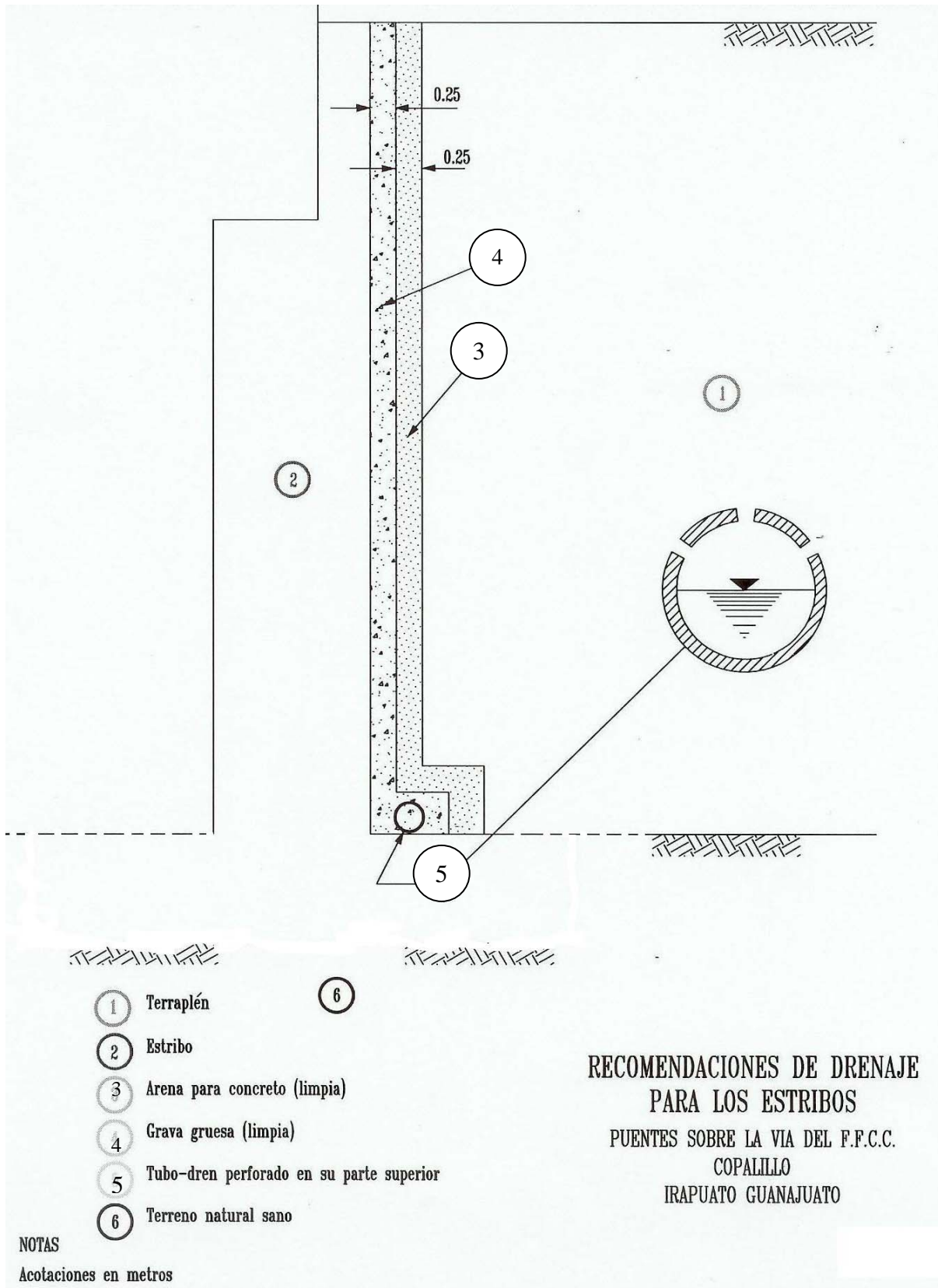
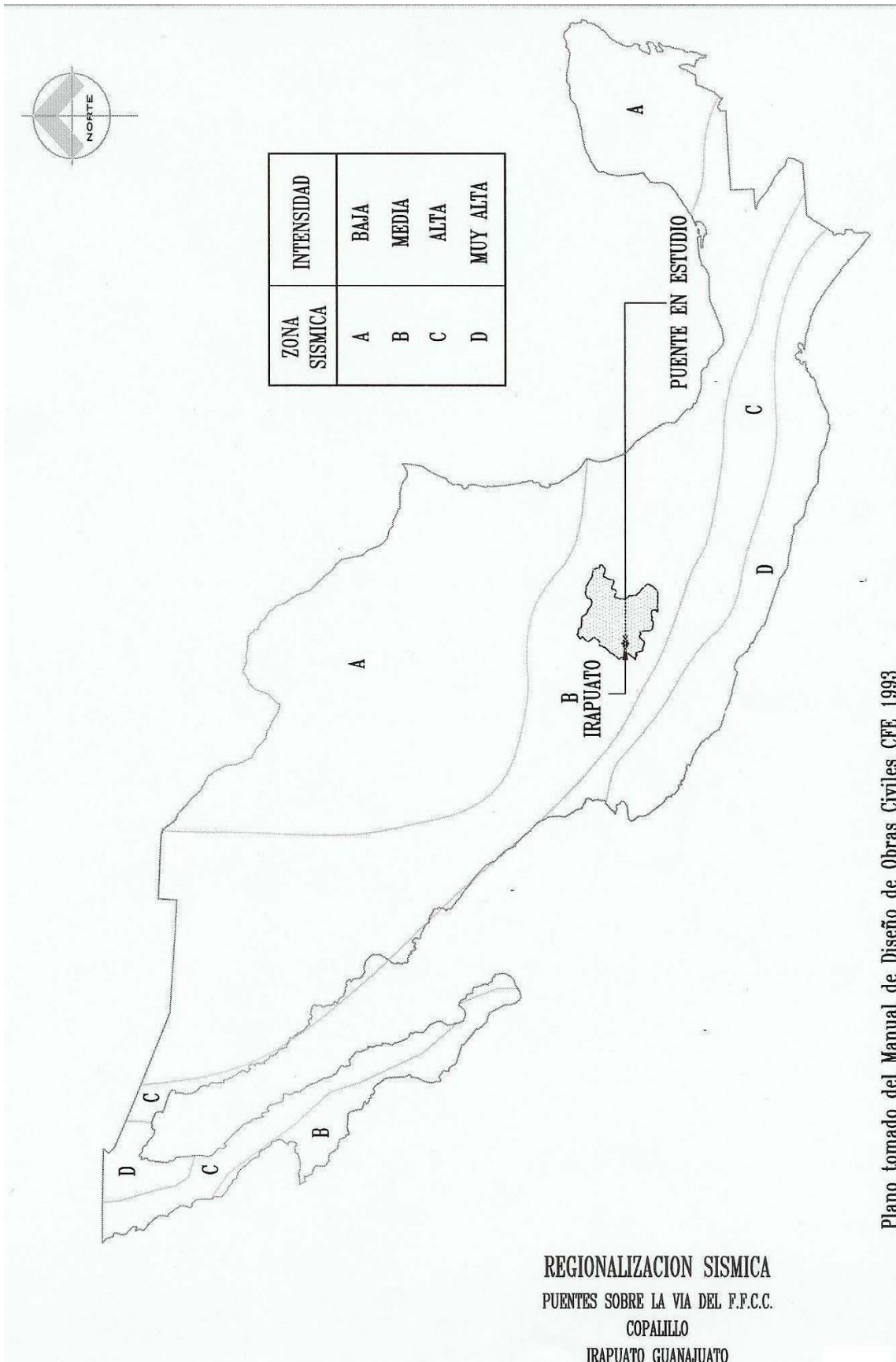


Figura. 1.14 Recomendaciones de drenaje. Proporcionada por la SCT



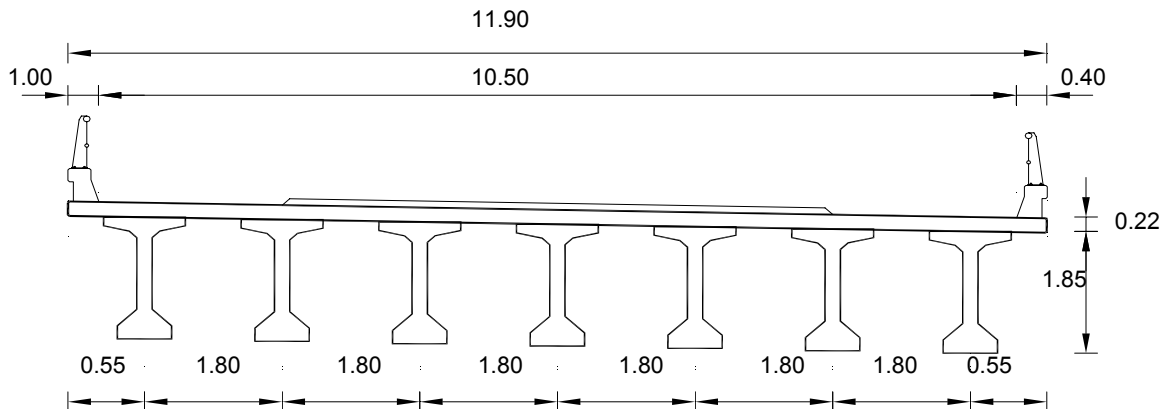
Plano tomado del Manual de Diseño de Obras Civiles CFE 1993

Figura 1.15

CAPÍTULO II

SUPERESTRUCTURA

2.1 PROYECTO DE LA SUPERESTRUCTURA



2.1.1 SOLICITACIÓN DE CARGAS

- Las estructuras se proyectaran 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
- Empujes de tierra

- Supresión
- Esfuerzos por contracción del concreto
- Presión de la corriente de agua
- Esfuerzos por sismo

Los miembros del puente se proyectaran tomando en cuenta los esfuerzos permisibles, las limitaciones del material empleado de acuerdo con las especificaciones AASHTO.

Carga muerta

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

Carga viva

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

Cargas para calzadas

Los elementos portantes y piezas de puentes se diseñaran con la carga de camión HS-20, T3-S3, T3-S2-R4, tomando como carga de diseño la que produzca los mayores elementos mecánicos de acuerdo con la distribución de claros.

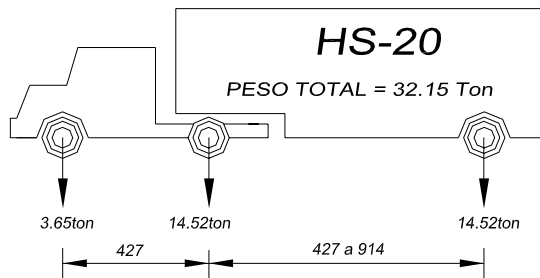
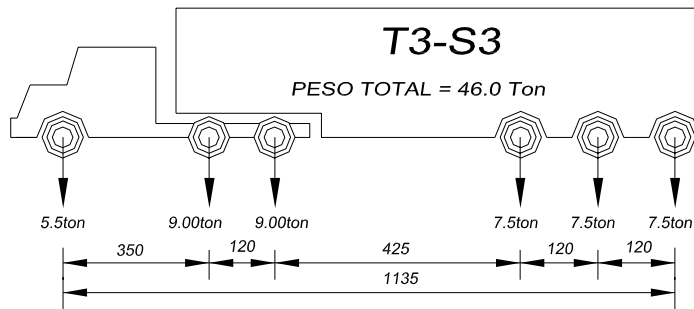
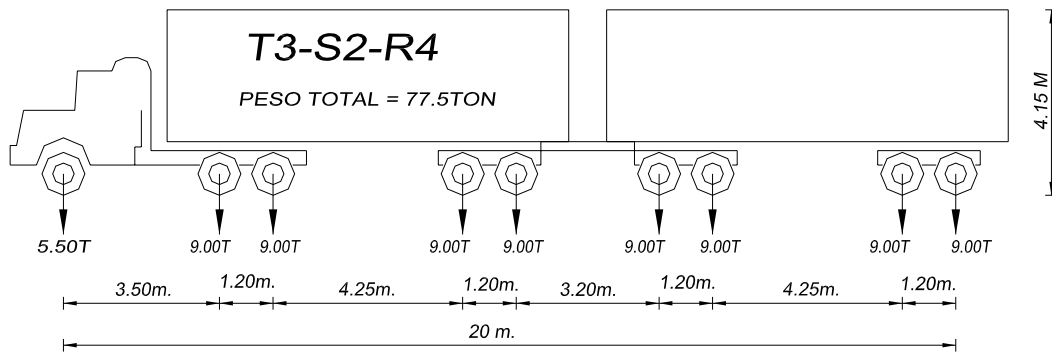
2.1.2 DATOS GENERALES

El puente consta de dos carriles independientes derecho e izquierdo con los siguientes datos indicados.

Definición	C. derecho	C. izquierdo	
L = Claro	39.50	39.50	m
LT = Longitud total	40.00	40.00	m
Ac = Ancho de calzada	12.00	10.50	m
AT = Ancho total	12.80	11.90	m
Ab = Ancho de banqueta	0.40	1.00	m
f'c = Resistencia a la compresión del concreto (TIPO II)	250	250	kg/cm ²
fy = Resistencia a la fluencia del acero	4200	4200	kg/cm ²
PL = Carga móvil de diseño para la losa	HS-20	HS-20	
Parapeto	Según plano de proyecto		
Imáx = Impacto máximo para carga móvil	30 %	30 %	Por.
Pvc = Peso volumétrico del concreto armado	2400	2400	Kg/m ³
Pva = Peso volumétrico del asfalto	2200	2200	Kg/m ³
P15 = Carga viva peatonal	295		kg/m ²

En el caso de la carga móvil se diseñara con las características de los camiones T3-S2-R4, T3-S3 Y HS-20 Únicamente Para el diseño de la losa, ya que es el que descarga mayor tonelaje en sus ejes, considerando que son los de mayor tonelaje.

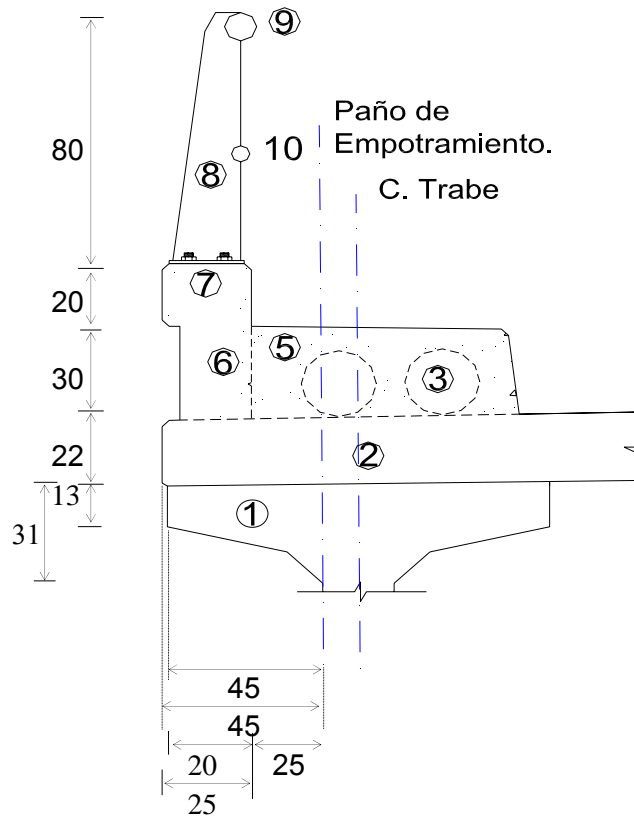
El diseño se realizara únicamente para el carril izquierdo.



Galibo= 7.55 m	Ancho de carril der.= 12.80 m	No. de carriles= 2
Derecho de vía= 14 m	Ancho de carril izq.= 11.90 m	Alineamiento horizontal= En tangente
(en ambos sentidos)	Carga vehicular= T3-S2-R4 y T3-S3	Alineamiento vertical= Normal

2.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

2.2.1 Volado



a) Momento por carga muerta en el volado

Fig	A	B	LARGO	ÁREA	VOL	PESO	PESO/M	BRAZO	M	
	cm	cm	cm	cm ²	m ³	kg	kg/ml	m	kg-m	
1	45.00	22.00	100.00	990.00	0.10	237.60	237.60	0.22	51.08	
2	45.00	22.00	100.00	990.00	0.10	237.60	237.60	0.23	51.08	
3	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
5	25.00	30.00	100.00	750.00	0.08	180.00	180.00	0.13	22.50	
6	20.00	30.00	100.00	600.00	0.06	144.00	144.00	0.30	43.20	
7	25.00	20.00	100.00	500.00	0.05	120.00	120.00	0.33	39.60	
8	15.00	80.00	1.27	1106.19	0.00	1.40	34.00	0.33	11.22	
9	9.00	0.00	100.00	63.62	0.01	49.94	11.30	0.25	2.83	
10	6.20	0.00	100.00	30.19	0.00	23.70	5.40	0.25	1.35	
	Σ						969.90	224.64		

b) Esfuerzos limites**Compresión en flexión en:**

f_c	=	Losa	250	Kg/cm ²	
c	=	Losa	112.5	Kg/cm ²	$0.45 \times f_c$
f_n	=	Nervadura	100	Kg/cm ²	$0.40 \times f_c$

Tensión diagonal en trabe en:

T_{dc}	=	Concreto	21.03	Kg/cm ²	$1.33 \times \sqrt{f_c}$
T_{da}	=	Acero LE>	4200	Kg/cm ²	

Tensión en:

f_s	=	Tensión en losa	2100	Kg/cm ²	$0.5 \times f_y$
f_y	=	Esfuerzo de fluencia del acero	4200	kg/cm ²	
T_T	=	Tensión en trabe	2100	Kg/cm ²	
P_b	=	Peralte de banquetas	0.3	m.	
$No.n$	=	No. de nervaduras	2	Pzas.	
L_{as}	=	Ancho de rodamiento	1200	cm.	

c) Constantes de cálculo

E_s	=	Módulo de elasticidad del acero	2040000	kg/cm ²	
E_c	=	Módulo de elasticidad del concreto	238752	kg/cm ²	$15100 \times \sqrt{f_c}$
n	=	Relación modular de elasticidad	8.54	Adim.	$\frac{E_s}{E_c}$

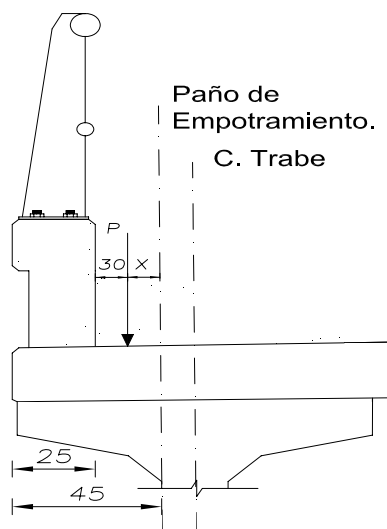
k = Constante	0.314	Adim.	$\frac{1}{1 + \frac{fs}{nfc}}$
j = Constante	0.90	Adim.	$1 - \frac{k}{3}$
K = Constante	15.81	Adim.	$0.5 \times fc \times k \times j$

d) Carga viva peatonal

S' = Ancho de distribución	1.00	M
P = Carga viva peatonal	295.00	kg/m
Mcvp= Momento por carga viva peatonal	0.00	kg-m

e) Carga móvil más impacto (Rueda al pie de la guarnición)

Ancho de distribución: de acuerdo a normas AASTHO en su artículo 3.24.5.1.1, es donde se reparte el peso de la rueda del camión, el eje de la rueda derecha, se acerca a la cara de la guarnición a 30 cm. como mínimo.



$$E=0.8X+1.143$$

$$X=45-25-30=-10 \approx 0\text{cm}$$

$$E=0.8(0.0)+1.143=1.143 \text{ cm}$$

Momento por carga viva (Mcv)

$$M_{cv} = \frac{PX}{E}$$

Momento total de diseño

$$M=(M_{cv}+I)+M_{cm}+M_{cpe}$$

$$M=224.64\text{kg-m}$$

El momento y la cortante se incrementa por el factor de impacto según AASTHO en su artículo 3.8.2, en este caso se tiene que el momento es nulo en esta zona.

$$I = \frac{15.24}{S+38.1} \leq 0.30$$

$$I = \frac{15.24}{38.1} = 0.40 > 0.30 \therefore I=0.30$$

Donde:

$$S = X$$

Cortante por carga viva (Ccv)

$$C_{cv} = \frac{P}{E}$$

$$C_{cv} = \frac{7260}{1.143} = 6352\text{kg/m}$$

$$C_{cv}=6352 \times 1.30 = 8257 \text{kg/m}$$

Cortante total de diseño

$$V=(V_{cv}+I)+V_{cm}+V_{cpe}$$

$$V=8257.22+969.90+295=9522.12 \text{kg/m}$$

f) Diseño de la losa en volado

M	=	Momento de diseño	225.64	kg-m
b	=	Ancho unitario	100	cm
h	=	Peralte efectivo	22	cm
d	=	Peralte de sobrelosa	18	cm
h"	=		0	
R	=	Recubrimiento	4	cm
h'	=	Peralte de chaflán	2	cm
av	=	Área de varilla propuesto (4c)	1.27	cm ²

Área de acero por flexión o principal

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

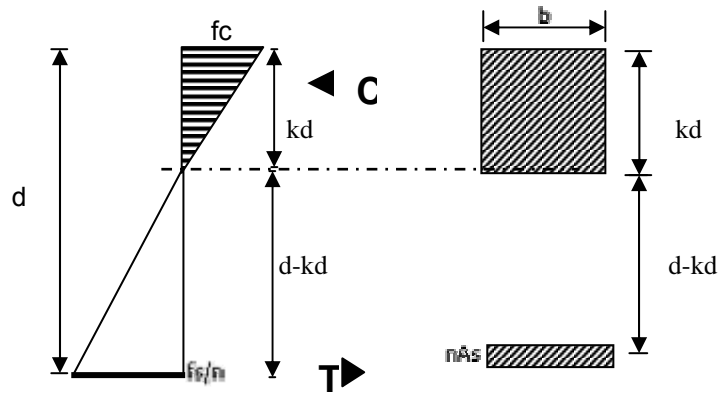
$$A_s = \frac{22465}{2100 \times 18 \times 0.90} = 0.66 \text{ cm}^2$$

Área de acero por flexión o principal

$$S = \frac{100A_v}{a_v}$$

$$S = \frac{100 \times 1.27}{0.66} = 192 \text{ cm}$$

Varillas del No. 4C @ 16 7.9 cm²



g) Cálculo del peralte para mayor seguridad

d = Peralte	4.00 cm	$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}}$
R = Recubrimiento	$\frac{4.00}{8.00}$ cm	
		Se acepta el peralte

Haciendo suma de momentos con respecto al eje neutro

$$b \times Kd \times \frac{Kd}{2} - nAs \times (d - Kd) = 0$$

Aplicando la ecuación de segundo grado.

$$50Kd^2 + 10.85Kd - 195.22 = 0$$

$$Kd = 1.87 \text{ cm}$$

Calculando la posición del centro de compresión

$$\begin{array}{llll}
 Vc & = & \text{Volumen de cuñas (C)} & 93.50fc & \frac{1}{2}fc \times b \times Kd \\
 z & = & \text{Brazo} & 0.623 & \frac{1}{3} \times Kd \\
 M & = & \text{Momento (Vc x z)} & 58.282 fc & \\
 jd & = & d-z & 17.38 \text{ cm} &
 \end{array}$$

Por lo tanto el esfuerzo actuante del *acero* será:

$$M = T \cdot jd = f_s \cdot A_s \cdot jd$$

$$f_s = \frac{M}{A_s \times jd} = \frac{224.64 \times 100}{7.9 \times 17.38} = 164 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 164 < 2100 \text{ kg/cm}^2$$

Momento resistente:

$$M_{rs} = f_s \cdot A_s \cdot jd$$

$$M_{rs} = \frac{2100 \times 7.9 \times 17.38}{100000} = 2.88 \text{ Ton-m}$$

Momento medio:

$$M_{rs} = f_s \cdot A_s \cdot jd$$

$$M_{rs} = \frac{164 \times 7.9 \times 17.38}{100000} = 0.23 \text{ Ton-m}$$

Por lo tanto el esfuerzo actuante del *concreto* será:

$$M=C jd=93.50fc jd$$

$$fc=\frac{M}{93.50 \times jd} = \frac{224.64 \times 100}{93.50 \times 17.38} = 13.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$fc=13.82 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

Momento resistente:

$$Mrc=93.50 fc jd$$

$$Mrc=\frac{93.5 \times 100 \times 17.38}{100000} = 1.83 \text{ Ton-m}$$

h) Acero por distribución

Por especificaciones AASTHO en su artículo 3.24.10.2, formula 3-22, se colocara un cierto porcentaje del acero a flexión en el lecho inferior de la losa, perpendicular al acero principal (flexión) para lograr una distribución de las cargas vivas concentradas.

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

$$Asd=\frac{220}{\sqrt{3.28 \times 0.45}} = 149\% > 67\% \therefore Asd=67\%$$

$$Asd=.67 \times 7.94=5.32\text{cm}^2$$

S	=	Longitud del claro	0.55	m	
av	=	Área de varilla propuesto (4c)	1.27	cm ²	
s	=	Separación (cm)	23.88	22 cm	$Sep = \frac{100av}{As}$
Varillas del No. 4C @ 22			5.77cm²		

i) Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.0018 \times b \times d$$

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 18 = 3.24 \text{ cm}^2$$

av	=	Área de varilla propuesto (4c)	1.27	cm ²
S	=	Separación (cm)	39.20	28
Varillas del No.			4C @ 28	4.54cm²

SEPARACIÓN MÁXIMA PERMITIDA = 45 cm

NOTA: *El armado anterior se realizara de acuerdo al diseño de losas entre nervaduras, ya que rige, como se presenta en el dibujo del armado de la losa (Figura 2.1).*

2.2.2 Momento de losa entre nervaduras

S	= Longitud a partir de entrepaños de empotramiento	1.6 m
L3	= Claro de entre eje y eje de vigas.	1.8 m
Ea	= Espesor de asfalto	0.15m
Wpp	= Peso propio de la losa	950.4 kg $\frac{t}{100} \times P_{vc} \times L3$
Wasf	= Peso propio del asfalto	594.0 kg $Ea \times P_{va} \times L3$
Wla	= Peso de la losa y asfalto de forma distribuida	965.25 kg/m $\frac{W_{pp} + W_{asf}}{L3}$
Mwla	= Momento negativo de la losa	312.74 kg-m $\frac{Wla \times S^2}{10}$
P	= Carga aplicada de un HS-20	7260 kg

b) Impacto

Del manual AASTHO se emplea la siguiente fórmula de impacto, la cantidad permisible en que se incrementa los esfuerzos se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga viva y se determinará como sigue:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1} \leq 30\%$$

$$I = \frac{15.24}{1.80 + 38.1} = 0.38 > 30\% \quad \therefore I = .30$$

c) Carga móvil mas Impacto

Momento por carga viva (Mcv), de especificaciones AASTHO en su artículo 3.24.3.1, formula 3-15.

$$M_{cv} = ((0.1025)S + 0.0625)P$$

Donde:

Mcv – Momento por carga viva

S – Longitud efectiva del Claro

P – Peso de la rueda más cargada del camión HS-20

$$P = \frac{14520}{2} = 7260 \text{kg}$$

$$M_{cv} = ((0.1025)1.80 + 0.0625)7260 = 1793.22 \text{kg-m}$$

$$M_{cv} = 1793.22 \times 1.30 = 2331.19 \text{kg-m}$$

Momento total de diseño

$$M = (M_{cv} + I) + M_{cm}$$

$$M = 2331.19 + 312.74 = 2643.93 \text{kg-m}$$

Cortante por carga viva (Ccv)

$$C_{cv} = \frac{P}{2}$$

$$C_{cv} = \frac{14520}{2} = 7260 \text{kg}$$

Cortante total de diseño

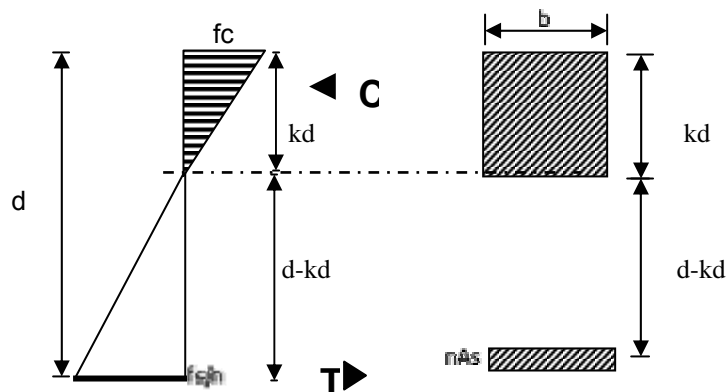
$$V = V_{cv} + 0.80V_{cm}$$

$$V = 7260 + 0.80(965.25) = 8804.2 \text{ kg/m}$$

d) Diseño de losa entre nervaduras

M	=	Momento de diseño	2643.93	kg-m	
h	=	Peralte efectivo	22	cm	
d	=	Peralte de sobrelosa	18	cm	
h''	=		0		
R	=	Recubrimiento	4	cm	
h'	=	Peralte de chaflán	1	cm	
As	=	Acero principal (Flexión)	7.29	cm ²	$As = \frac{M}{f_s \times jd}$
av	=	Área de varilla propuesto (4c)	1.27	cm ²	
S	=	Separación (cm)	17.70		$Se = \frac{100av}{As}$

Varillas del No. 4C @ 16 7.9 cm²



e) Cálculo del peralte para mayor seguridad

d = Peralte	12.49	cm	$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}}$
R = Recubrimiento	$\frac{4.00}{16.49}$	cm	
			Se acepta el peralte

Haciendo suma de momentos con respecto al eje neutro

$b \times Kd \times \frac{Kd}{2} - nAs \times (d - Kd) = 0$	Aplicando la ecuación de segundo grado.
$50Kd^2 + 67.80Kd - 1220.54 = 0$	kd=4.3 cm

Calculando la posición del centro de compresión

Vc = Volumen de cuñas (c)	215.5	fc	$\frac{1}{2} fc \times b \times Kd$
z = Brazo	1.44		$\frac{1}{3} \times Kd$
M = Momento	309.60	fc	
jd = d-z	16.56		

Por lo tanto el esfuerzo actuante del *acero* será:

$$M = T \cdot jd = f_s \cdot A_s \cdot jd$$

$$f_s = \frac{M}{A_s \times jd} = \frac{2450.44 \times 100}{7.9 \times 16.56} = 1873 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1873 < 2100 \text{ kg/cm}^2$$

Momento resistente:

$$M_{rs} = f_s A_s j d$$

$$M_{rs} = \frac{2100 \times 7.9 \times 16.56}{100000} = 2.74 \text{ Ton-m}$$

Momento medio:

$$M_{rs} = f_s A_s j d$$

$$M_{rs} = \frac{1873 \times 7.9 \times 16.56}{100000} = 2.45 \text{ Ton-m}$$

Por lo tanto el esfuerzo actuante del *concreto* será:

$$M = C j d = 215.5 f_c j d$$

$$f_c = \frac{M}{215.5 \times j d} = \frac{2450.44 \times 100}{215.5 \times 16.56} = 68.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 68.67 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

Momento resistente:

$$M_{rc} = 215.5 f_c j d$$

$$M_{rc} = \frac{215.5 \times 100 \times 16.56}{100000} = 3.57 \text{ Ton-m}$$

f) Acero por distribución

Por especificaciones AASTHO, se colocara un cierto porcentaje del acero a flexión en el lecho inferior de la losa, perpendicular al acero principal (flexión) para lograr una distribución de las cargas vivas concentradas.

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

$$Asd = \frac{220}{\sqrt{3.28 \times 1.80}} = 91\% > 67\% \therefore Asd = 67\%$$

$$Asd = .67 \times 7.92 = 5.32 \text{ cm}^2$$

S	=	Longitud del claro	1.6	m	
av	=	Área de varilla propuesto (4c)	1.27	cm ²	
s	=	Separación (cm)	23.88	22 cm	Se = $\frac{100av}{As}$

Varillas del No. 4C @ 22 5.77cm²

g) Acero por temperatura

$$Ast = 0.0018 \times b \times d$$

$$Ast = 0.0018 \times 100 \times 18 = 3.24 \text{ cm}^2$$

av	=	Área de varilla propuesto (4c)	1.27	cm ²	
S	=	Separación (cm)	39.20	28	Se = $\frac{100av}{As}$

Varillas del No. 4C @ 28 4.54cm²

h) Revisión por cortante

V	=	Cortante de diseño	8030.20	Kg	
v	=	Esfuerzo cortante de diseño	3.49	kg/cm ²	$v = \frac{V}{bd}$
V _{cr}	=	Cortante resistente del concreto	3.95	kg/cm ²	$V_{cr} = 0.25\sqrt{f'_c}$

3.49 < 3.95 por lo tanto La sección resiste al cortante.

i) Armado de la losa

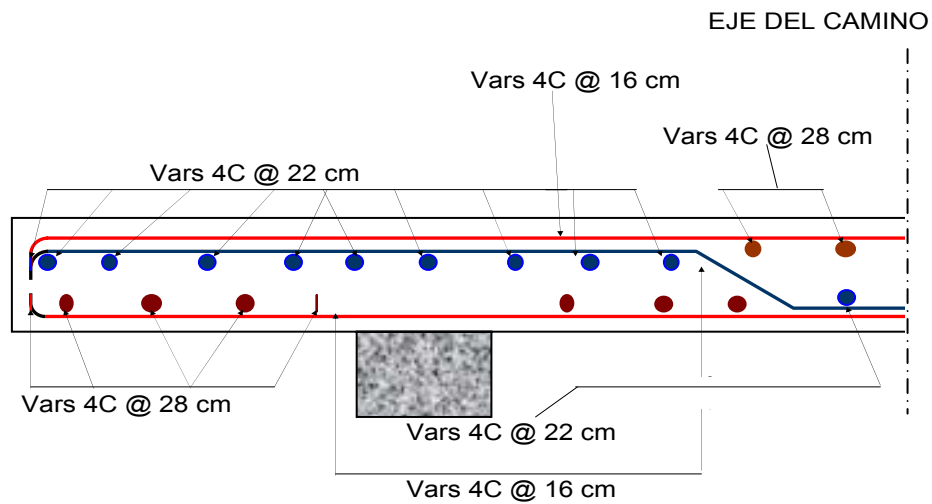
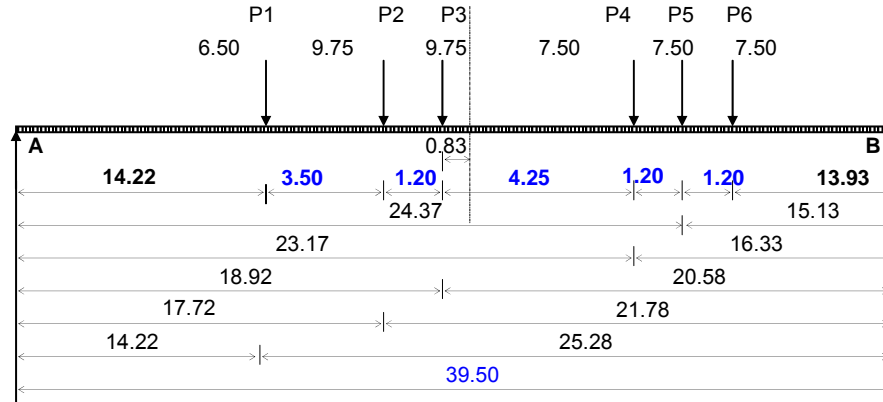


Figura 2.1

2.3 ANÁLISIS DE CARGAS VIVAS (DE SERVICIO)

2.3.1 Camión T3-S3



Determinación de la resultante en el centro del claro.

$$1 \quad \sum M_{1-6} = 308.325 \text{ Ton-m} \quad P_{T3-S3} = 48.50 \text{ Ton} \quad d = \frac{\sum M_{1-6}}{P_{T3-S3}} \quad d = \frac{308.325}{48.50} = 6.36\text{m}$$

$$d = 6.36 - (3.5 + 1.2) = 1.66 \quad x = \frac{d}{2} = \frac{1.66}{2} = 0.83 \text{ m} \quad \mathbf{X = 0.83 \text{ m}}$$

Donde:

M_{1-6} - Sumatoria de momentos

P_{T3-S3} - Peso total del camión analizado

d, x - Distancia de la rueda más cercana a la resultante

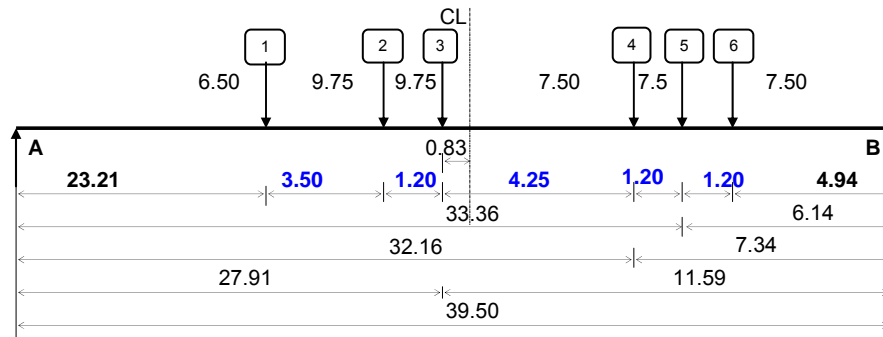
2 Momentos

$$R_A = 23.23259 \text{ Ton.}$$

$$R_B = 25.27 \text{ Ton.}$$

M 1 =	23.233	x	14.22	-	0	=	330.3998 ton-m
M 2 =	23.233	x	17.72	-	22.75	=	388.9639 ton-m
M 3 =	23.233	x	18.92	-	42.25	=	397.343 ton-m
M 4 =	23.233	x	23.17	-	152.75	=	385.5816 ton-m
M 5 =	23.233	x	24.37	-	192.95	=	373.2607 ton-m
M 6 =	23.233	x	25.57	-	242.15	=	351.9398 ton-m

Línea de influencia a una distancia $x = 4.94$ L/8

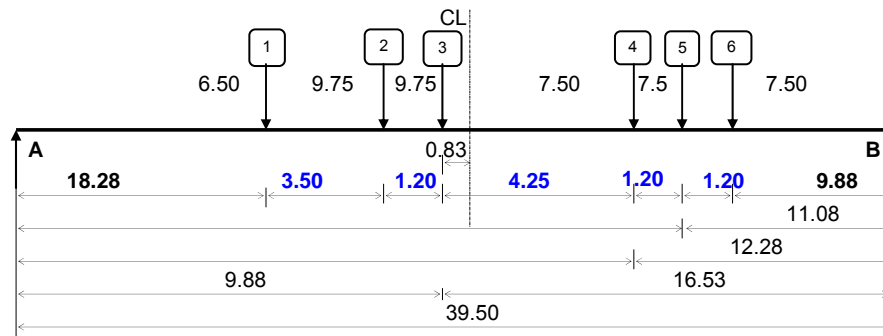


RA = 12.19288 Ton.

RB = 36.31 Ton.

M 1 =	12.193	x	23.21	-	0	=	283.0272	ton-m
M 2 =	12.193	x	26.71	-	22.75	=	302.9523	ton-m
M 3 =	12.193	x	27.91	-	42.25	=	298.0838	ton-m
M 4 =	12.193	x	32.16	-	152.75	=	239.4035	ton-m
M 5 =	12.193	x	33.36	-	192.95	=	213.835	ton-m
M 6 =	12.193	x	34.56	-	242.15	=	179.2664	ton-m

Línea de influencia a una distancia $x = 9.88$ L/4

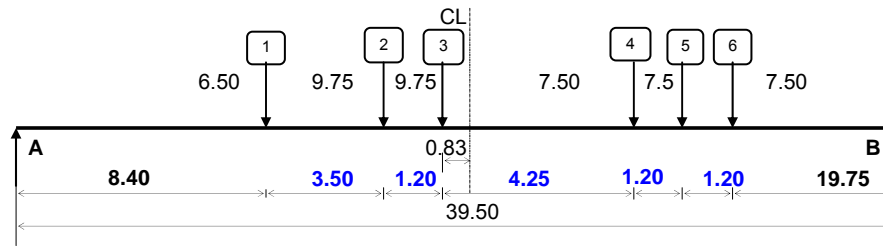


RA = 18.25538 Ton.

RB = 30.24 Ton.

M 1 =	18.255	x	8.28	-	0	=	333.6171	ton-m
M 2 =	18.255	x	21.78	-	22.75	=	374.7609	ton-m
M 3 =	18.255	x	22.98	-	42.25	=	377.1673	ton-m
M 4 =	18.255	x	27.23	-	152.75	=	344.2527	ton-m
M 5 =	18.255	x	28.43	-	192.95	=	325.9592	ton-m
M 6 =	18.255	x	29.63	-	242.15	=	298.6656	ton-m

Línea de influencia a una distancia $x = 14.81$ $3L/8$

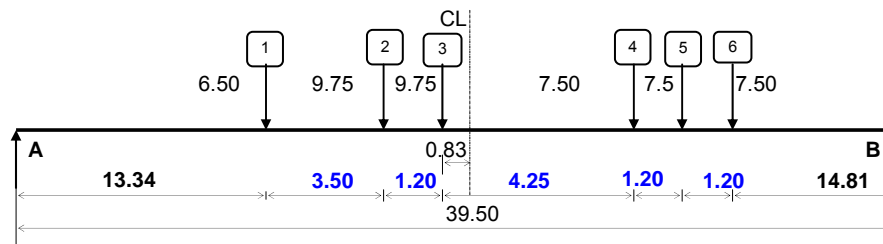


$R_A = 30.38038$ Ton.

$R_B = 18.12$ Ton.

$M_1 = 30.380$	x	8.40	-	0	=	255.1952 ton-m
$M_2 = 30.380$	x	11.90	-	22.75	=	338.7765 ton-m
$M_3 = 30.380$	x	13.10	-	42.25	=	355.733 ton-m
$M_4 = 30.380$	x	17.35	-	152.75	=	374.3496 ton-m
$M_5 = 30.380$	x	18.55	-	192.95	=	370.606 ton-m
$M_6 = 30.380$	x	19.75	-	242.15	=	357.8625 ton-m

Línea de influencia a una distancia $x = 19.75$ Centro



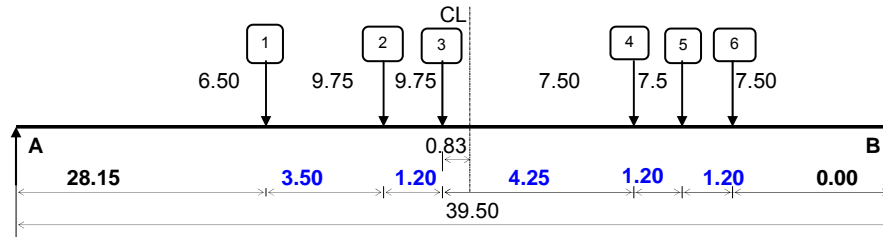
$R_A = 24.31788$ Ton.

$R_B = 24.18$ Ton.

$M_1 = 24.318$	x	13.34	-	0	=	324.3397 ton-m
$M_2 = 24.318$	x	16.84	-	22.75	=	386.7023 ton-m
$M_3 = 24.318$	x	18.04	-	42.25	=	396.3838 ton-m
$M_4 = 24.318$	x	22.29	-	152.75	=	389.2347 ton-m
$M_5 = 24.318$	x	23.49	-	192.95	=	378.2162 ton-m
$M_6 = 24.318$	x	24.69	-	242.15	=	358.1977 ton-m

3 Cortantes

Línea de influencia a una distancia $x = 0.00$ Apoyo

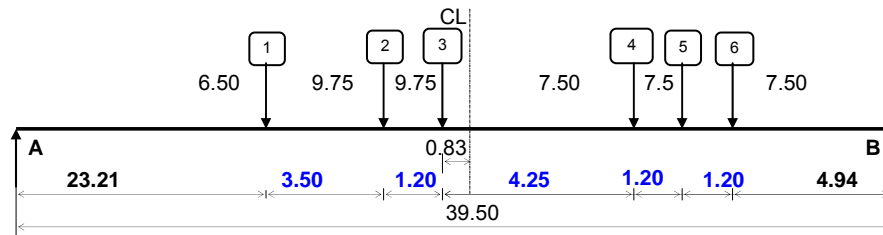


$$R_A = 6.13038 \text{ Ton.}$$

$$R_B = 42.37 \text{ Ton.}$$

$V_1 = 6.13038$	-	6.50	=	-0.37
$V_2 = -0.37$	-	9.75	=	-10.12
$V_3 = -10.12$	-	9.75	=	-19.87
$V_4 = -19.87$	-	7.50	=	-27.37
$V_5 = -27.37$	-	7.50	=	-34.87
$V_6 = -34.87$	-	7.50	=	-42.37

Línea de influencia a una distancia $x = 4.94$ L/8

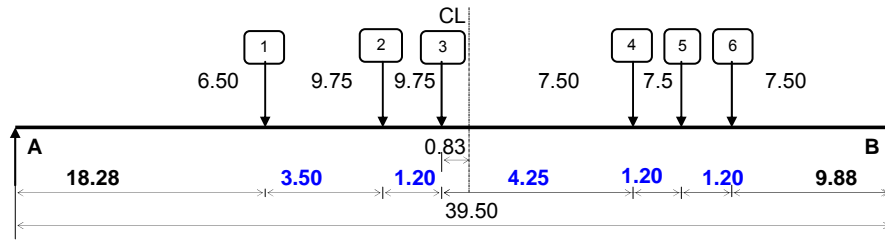


$$R_A = 12.19595 \text{ Ton.}$$

$$R_B = 36.30 \text{ Ton.}$$

$V_1 = 12.19595$	-	6.50	=	5.70
$V_2 = 5.70$	-	9.75	=	-4.05
$V_3 = -4.05$	-	9.75	=	-13.80
$V_4 = -13.80$	-	7.50	=	-21.30
$V_5 = -21.30$	-	7.50	=	-28.80
$V_6 = -28.80$	-	7.50	=	-36.30

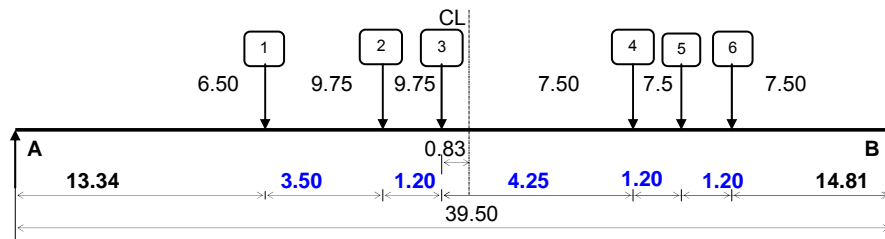
Línea de influencia a una distancia $x = 9.88$ L/4



$RA = 18.26152$ Ton. $RB = 30.24$ Ton.

$V1 = 18.26152$	-	6.50	=	11.76
$V2 = 11.76$	-	9.75	=	2.01
$V3 = 2.01$	-	9.75	=	-7.74
$V4 = -7.74$	-	7.50	=	-15.24
$V5 = -15.24$	-	7.50	=	-22.74
$V6 = -22.74$	-	7.50	=	-30.24

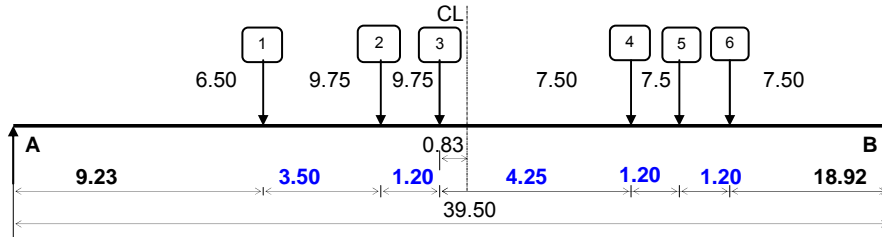
Línea de influencia a una distancia $x = 14.81$ 3L/8



$RA = 24.31481$ Ton. $RB = 24.19$ Ton.

$V1 = 24.31481$	-	6.50	=	17.81
$V2 = 17.81$	-	9.75	=	8.06
$V3 = 8.06$	-	9.75	=	-1.69
$V4 = -1.69$	-	7.50	=	-9.19
$V5 = -9.19$	-	7.50	=	-16.69
$V6 = -16.69$	-	7.50	=	-24.19

Línea de influencia a una distancia x = 18.92 Centro

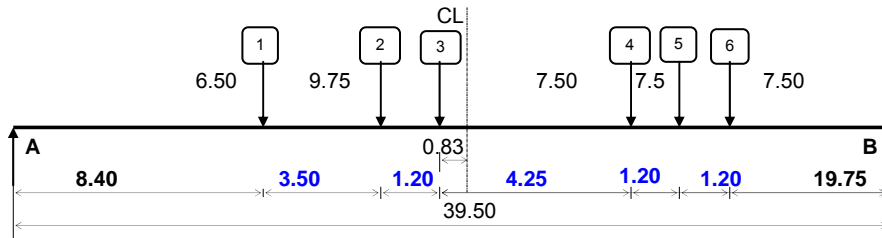


RA = 29.36127 Ton.

RB = 19.14 Ton.

V1 =	29.36127	-	6.50	=	22.86
V2 =	22.86	-	9.75	=	13.11
V3 =	13.11	-	9.75	=	3.36
V4 =	3.36	-	7.50	=	-4.14
V5 =	-4.14	-	7.50	=	-11.64
V6 =	-11.64	-	7.50	=	-19.14

Línea de influencia a una distancia x = 19.75 Centro

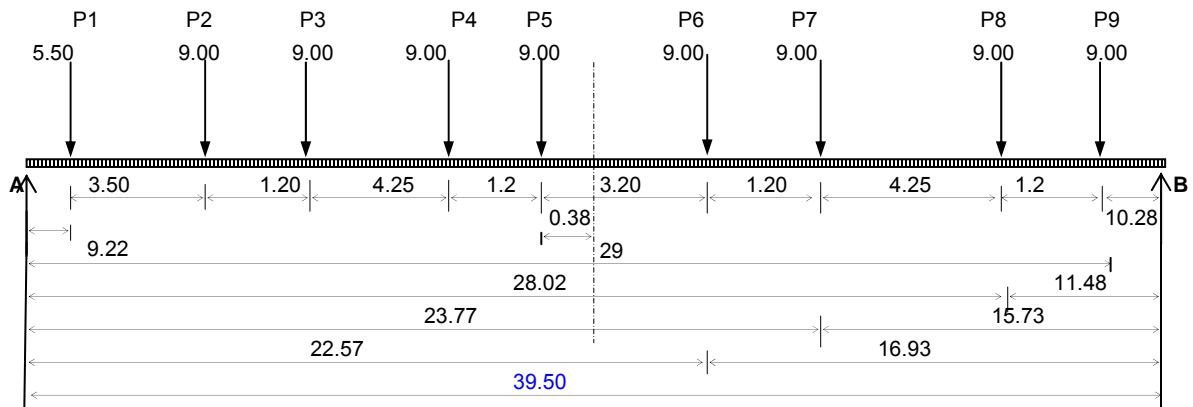


RA = 30.38038 Ton.

RB = 18.12 Ton.

V1 =	30.38038	-	6.50	=	23.88
V2 =	23.88	-	9.75	=	14.13
V3 =	14.13	-	9.75	=	4.38
V4 =	4.38	-	7.50	=	-3.12
V5 =	-3.12	-	7.50	=	-10.62
V6 =	-10.62	-	7.50	=	-18.12

2.3.2 Camión T3-S2-R4



$$1 \quad \sum M_{1-9} = 846.00 \text{ Ton-m} \quad P_{T3-S2-R4} = 77.50 \text{ Ton} \quad d = \frac{\sum M_{1-6}}{P_{T3-S2-R4}} \quad d = \frac{846.00}{77.5} = 10.92\text{m}$$

$$d = 10.92 - (3.5 + 1.2 \times 2 + 4.25) = 0.77 \quad x = \frac{d}{2} = \frac{0.77}{2} = 0.38 \text{ m} \quad \mathbf{X = 0.38 \text{ m}}$$

Donde:

M_{1-9} - Sumatoria de momentos

$P_{T3-S2-R4}$ - Peso total del camión analizado

d, x - Distancia de la rueda más cercana a la resultante

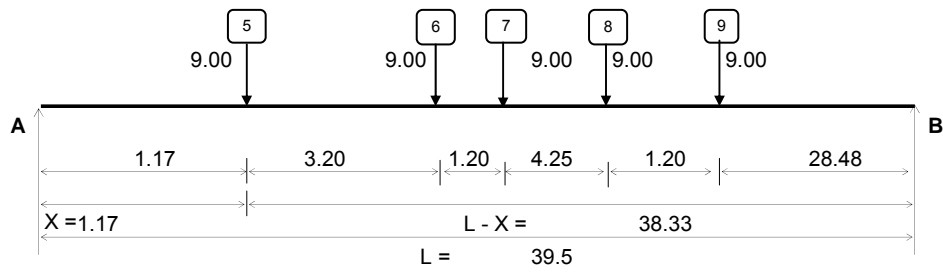
2 Momentos

$RA = 37.9984 \text{ Ton.}$

$RB = 39.50 \text{ Ton.}$

$M_1 = 37.998$	x	9.22	-	0	=	350.229ton-m
$M_2 = 37.998$	x	12.72	-	19.25	=	463.973ton-m
$M_3 = 37.998$	x	13.92	-	36.65	=	492.172ton-m
$M_4 = 37.998$	x	18.17	-	136.525	=	553.79 ton-m
$M_5 = 37.998$	x	19.37	-	175.525	=	560.388ton-m
$M_6 = 37.998$	x	22.57	-	308.325	=	549.183ton-m
$M_7 = 37.998$	x	23.77	-	368.925	=	534.181 ton-m
$M_8 = 37.998$	x	28.02	-	621.80	=	442.799ton-m
$M_9 = 37.998$	x	29.22	-	704	=	406.197ton-m

Línea de influencia a una distancia $x = 1.17$ L/8



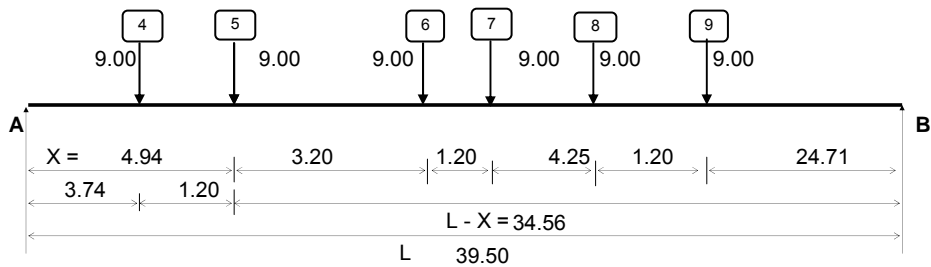
$RA = 37.7203$ Ton.

$RB = 7.28$ Ton.

$M5 = 37.72 \times 1.2 - [175.53 - 175.53]$

$M5 = 44.133$ t-m

Línea de influencia a una distancia $x = 4.94$ L/8



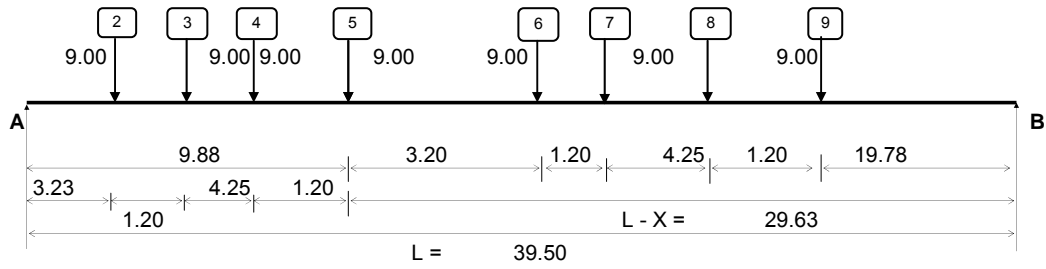
$RA = 41.5766$ Ton.

$RB = 12.42$ Ton.

$M5 = 41.58 \times 4.94 - [175.53 - 164.73]$

$M5 = 194.484$ t-m

Línea de influencia a una distancia $x = 9.88$ $L/4$



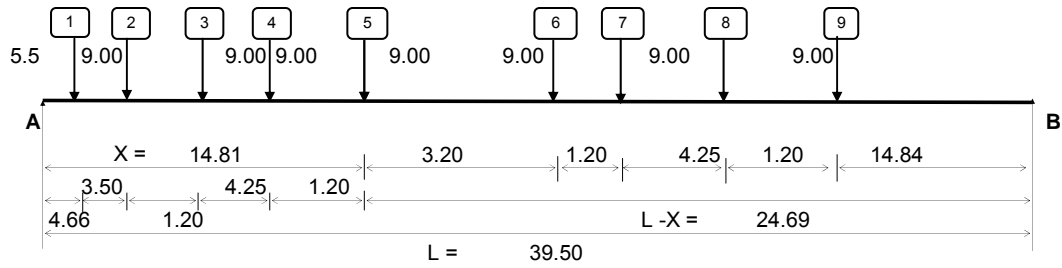
$RA = 51.0835 \text{ Ton.}$

$RB = 20.92 \text{ Ton.}$

$M5 = 51.08 \quad x \quad 9.88 \quad - \quad 175.53 \quad - \quad 55.825$

$M5 = 384.750 \text{ t-m}$

Línea de influencia a una distancia $x = 14.81$ $3L/8$



$RA = 46.934 \text{ Ton.}$

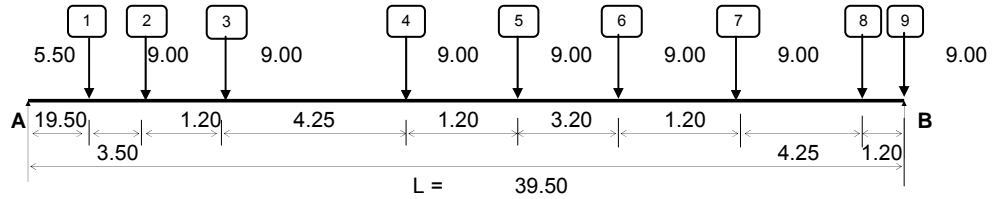
$RB = 30.57 \text{ Ton.}$

$M5 = 46.934 \quad x \quad 14.81 \quad - \quad [175.53 \quad - \quad 0]$

$M5 = 519.690 \text{ t-m}$

3 Cortantes

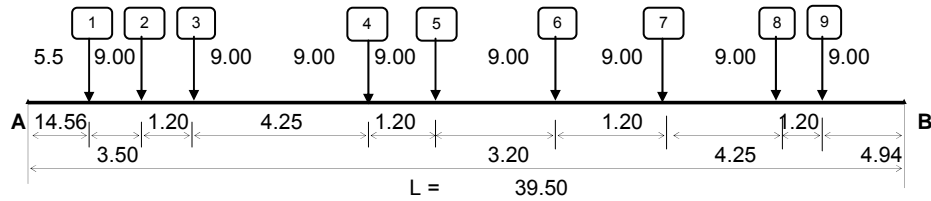
Línea de influencia a una distancia $x = 0.00$ Apoyo



$R_A = 17.82$ Ton.

$R_B = 59.68$ Ton.

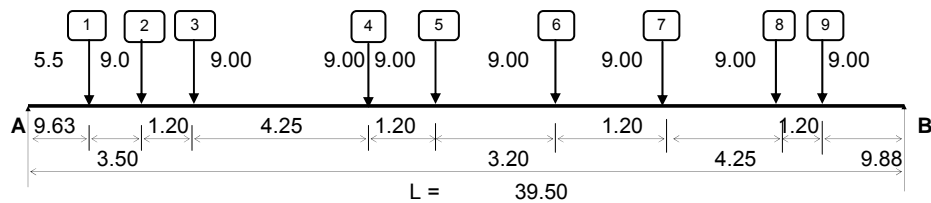
Línea de influencia a una distancia $x = 4.94$ $L/8$



$R_A = 27.51$ Ton.

$R_B = 49.99$ Ton.

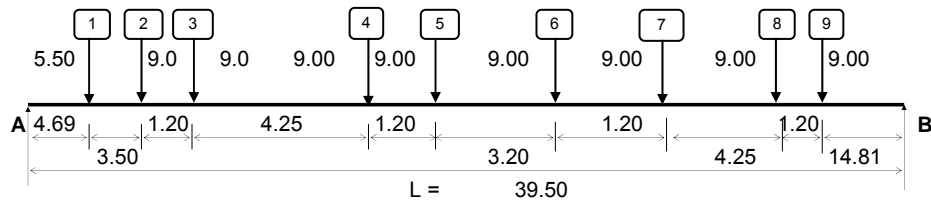
Línea de influencia a una distancia $x = 9.88$ $L/4$



$R_A = 37.20$ Ton.

$R_B = 40.30$ Ton.

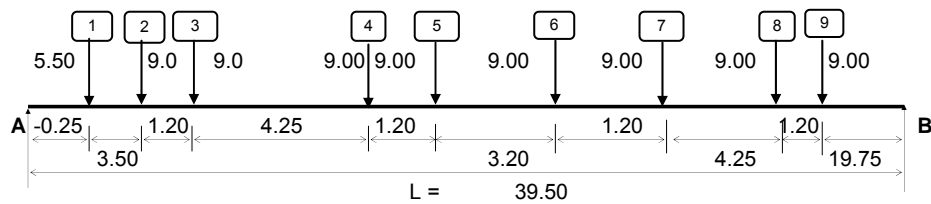
Línea de influencia a una distancia $x = 14.81$ $3L/8$



$RA = 46.89$ Ton.

$RB = 30.61$ Ton.

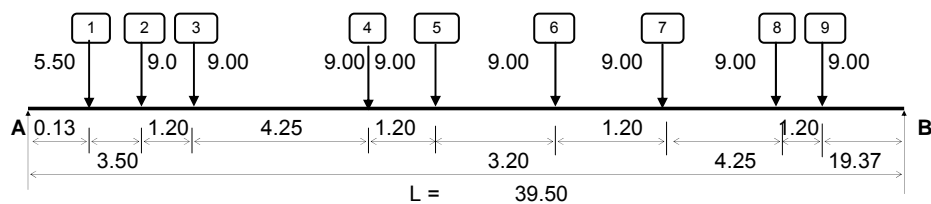
Línea de influencia a una distancia $x = 19.75$ $L/2$



$RA = 56.57$ Ton.

$RB = 20.93$ Ton.

Línea de influencia a una distancia $x = 19.37$ $L/2$



$RA = 55.83$ Ton.

$RB = 21.67$ Ton.

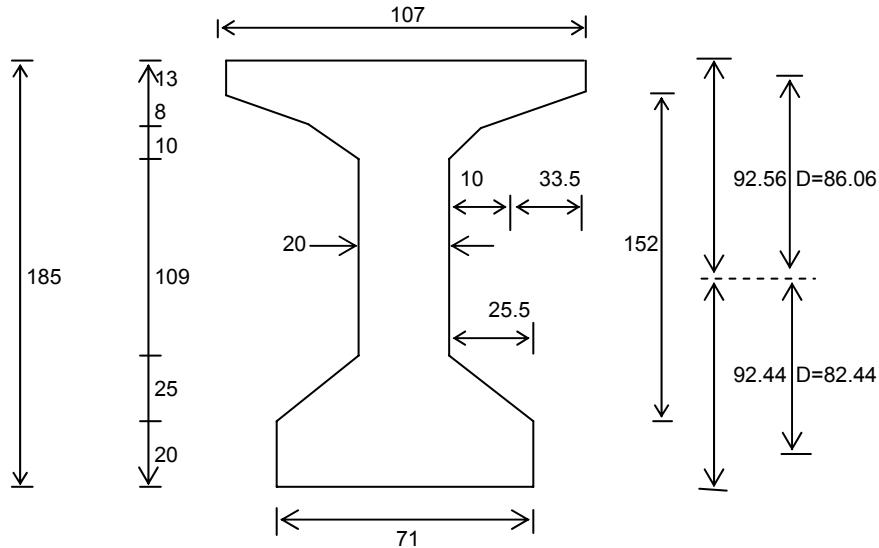
4 Resumen de elementos mecánicos por carga viva

CAMION T3-S3			
Distancia a partir del apoyo	Momento Ton-m	Cortante Ton	
0	0	Vmáximo	42.37
4.94	302.9523		36.30
9.88	377.1673		30.24
14.81	355.733		24.19
18.92	Mmáximo 397.343		19.14
19.75	389.3092		18.12

CAMION T3-S2-R4			
Distancia a partir del apoyo	Momento Ton-m	Cortante Ton	
0	0.00	Vmáximo	59.68
4.94	194.48		49.99
9.88	384.75		40.30
14.81	519.69		30.61
19.37	Mmáximo 560.39		21.67
19.75	560.39		20.93

2.4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE TRABES

2.4.1. a Propiedades geométricas de la sección simple



SECCIÓN	ÁREA cm ²	Y cm	AY cm ³	D cm	AD ² cm ⁴	Io cm ⁴
107x13	1391.00	178.50	248293.50	86.06	10301179	19589.92
8x 33.5	268.00	169.33	45381.33	76.89	1584397.5	952.89
10x 10	100.00	160.67	16066.67	68.22	465429.8	555.56
20 x 152	3040.00	96.00	291840.00	3.56	38435.8	5853013.33
25 X25.5	637.50	28.33	18062.50	64.11	2620258.6	22135.42
71 x 20	1420.00	10.00	14200.00	82.44	9651817.2	47333.33
Σ	6856.50		633844.00		24661517.6	5943580.4

$$Y_i = \frac{\sum AY}{\text{Area}} \quad Y_i = \frac{633844.00}{6856.5} \quad Y_i = 92.44 \text{ cm}$$

$$Y_s = 185 - Y_i \quad Y_s = 185 - 92.44 \quad Y_i = 92.56 \text{ cm}$$

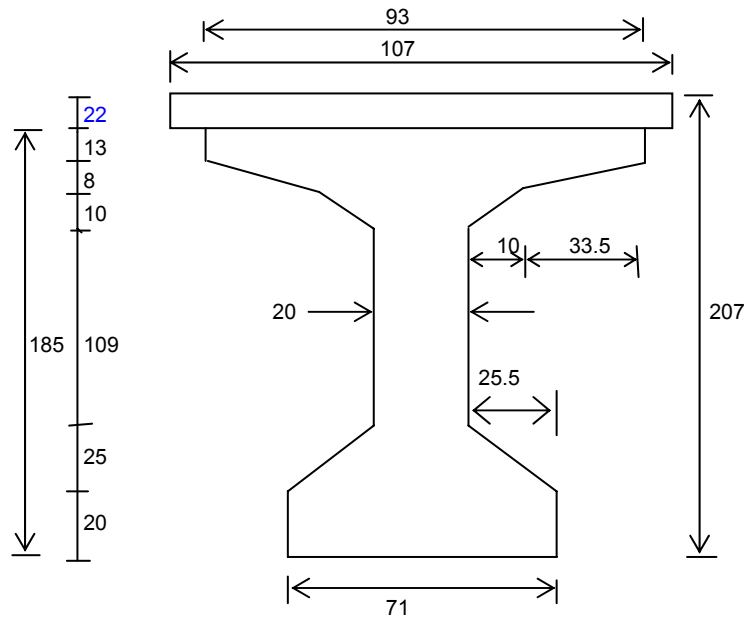
$$I_T = AD^2 + I_o \quad I_T = 24661517.6 + 5943580.4 \quad I_T = 30605098.06 \text{ cm}^4$$

$$S_i = \frac{I_T}{Y_i} \quad S_i = \frac{30605098.06}{92.44} \quad S_i = 331065.46 \text{ cm}^3$$

$$S_s = \frac{I_T}{Y_s} \quad S_s = \frac{30605098.06}{92.56} \quad S_s = 330666.63 \text{ cm}^3$$

Peso propio = 0.68565 x 2400 = 1645.56 kg/m

2.4.1. b Propiedades geométricas de la sección compuesta



Ancho efectivo según ASSTHO en su artículo 8.10.1, 8.10.1.1, 8.10.1.2

12t + b =	284	cm
Sep. Entre traves	180	Cm
L/4 =	987.5	Cm
Volado =	110	cm
RIGE:	110	cm

En donde **t** es el espesor mínimo de la losa y **b** el alma de la trabe.

Con el fin de homogenizar la sección, se transforma el área de menor calidad de concreto al de mayor calidad a través del factor siguiente:

$$f = \frac{EC_1}{EC_2} \quad f = \sqrt{\frac{f'c \text{ Menor resistencia}}{f'c \text{ Mayor resistencia}}} \quad f = \sqrt{\frac{250}{350}} = 0.85$$

Ancho equivalente = $0.85 \times 1.10 = 93 \text{ cm}$

SECCIÓN	ÁREA cm ²	Y cm	AY cm ³	D cm	AD ² cm ⁴	Io cm ⁴
107x22	2046	196.00	401016.00	79.75	13011630.10	82492.69
sec/simple	6856.50	92.44	633844.00	23.81	3886730.94	30605098.06
TOTALES	8901.77		1034860.00		16898361.05	30687590.75

$$P_p = 2136.6 \text{ kg/m} \quad S_i = 409330.11 \text{ cm}^3$$

$$Y_i = 116.25 \text{ cm} \quad S_s = 692191.93 \text{ cm}^3$$

$$Y_{si} = 68.75 \text{ cm} \quad S's = 524381.84 \text{ cm}^3$$

$$Y's = 90.75 \text{ cm} \quad A = 8902.50 \text{ cm}^2$$

$$IT = 47585951.80 \text{ cm}^4$$

De acuerdo al capítulo 2.4 (Resistencia a flexión – momento último) y subcapítulo 2.4.1 (Método de la compatibilidad de la deformación) en la figura 9 del IMCYC, con título; Diseño de vigas de concreto presforzado. Autor: Dan E. Branson establece que:

Esfuerzos en el acero	
Preesfuerzo	$f_{pu} = 19000 \text{ kg/cm}^2$
	$f_{py} = 16200 \text{ kg/cm}^2$

Donde

f_{pu} – Resistencia última a tensión del acero de preesfuerzo

f_{py} – Resistencia a la fluencia

Concreto $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ para travesaños pretensados.

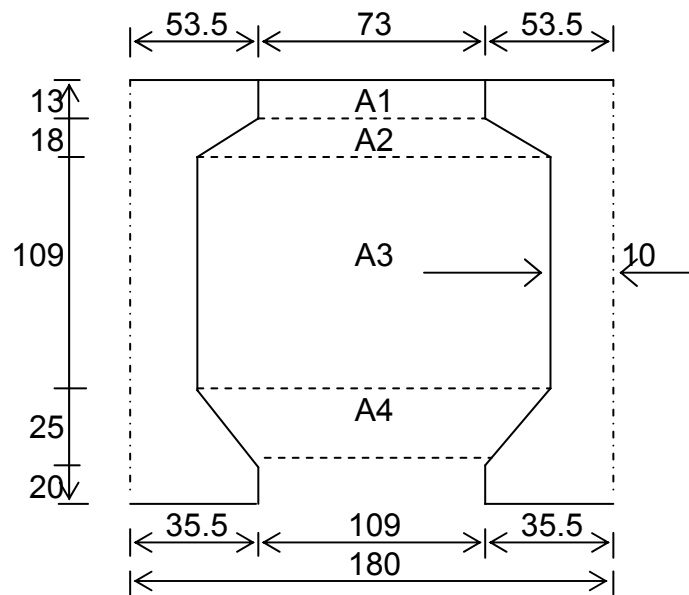
2.4.2 ETIMACIÓN DE CARGAS POR CARGA MUERTA

2.4.2. a Trabes intermedias

Peso propio

$$W_{pp} = 1645.56 \text{ kg/m}$$

Diafragma



$$A1 = 73 \times 13 = 949 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 23848.50 \text{ cm}^2$$

$$A2 = \left(\frac{73 + 160}{2} \right) 18 = 2097 \text{ cm}^2$$

Espesor = 30 cm

$$A3 = 160 \times 109 = 17440 \text{ cm}^2$$

Volumen = 23848.5 x 30

$$A4 = \left(\frac{109 + 160}{2} \right) 20 = 3362.5 \text{ cm}^2$$

Volumen = 715455 cm³

$$\text{Peso} = 1748.41 \text{ kg/m}$$

Losa

$$\text{Peso} = 0.22 \times 1.80 \times 2400 = 950.4 \text{ kg/m}$$

Carpeta asfáltica

$$\text{Peso} = 0.15 \times 1.80 \times 2200 = 594.0 \text{ kg/m}$$

RESUMEN POR C. M.		
PESO PROPIO	1645.56	kg/m
DIAFRAGMA	1748.412	kg/pza
LOSA	950.4	kg/m
CARPETA ASFALTICA	594	kg/m

2.4.2. b Trabes extremasPeso propio

$$W_{pp} = 1645.56 \text{ kg/m}$$

Diafragma

La distribución de los diafragmas será según se analizó para trabes intermedias.

Losa

$$\text{Peso} = 0.22 \times 1.45 \times 2400 = 765.6 \text{ kg/m}$$

Guarnición y Parapeto

Tipo II Sobre losa

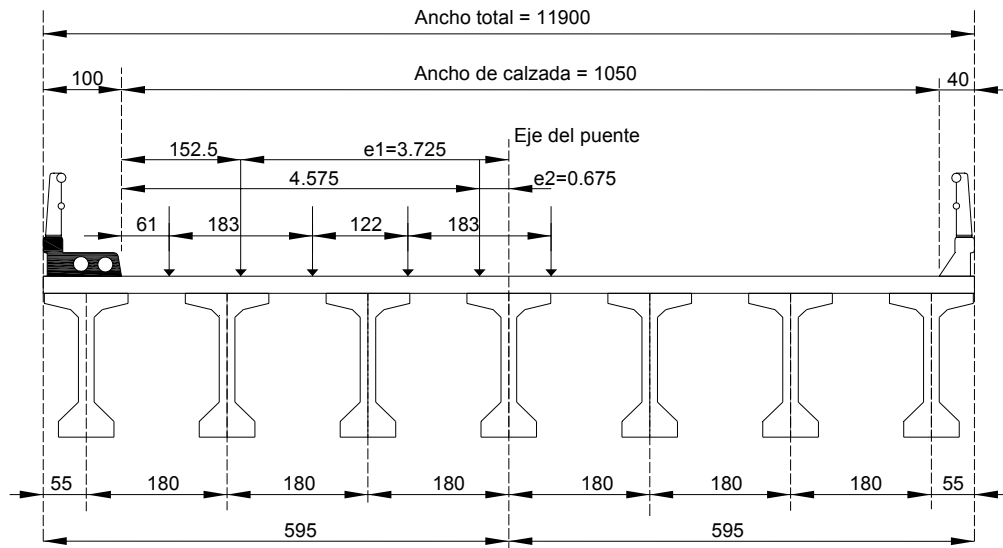
$$\text{Peso} = 144 + 120 + 34 + 11.30 + 5.40 = 314.70 \text{ kg/m}$$

Banqueta

$$\text{Peso} = 0.30 \times 0.75 - \left(\frac{\pi \cdot 21^2}{4} \cdot 2 \right) 2400 = 373.7 \text{ kg/m}$$

RESUMEN POR C. M.		
PESO PROPIO	1645.56	kg/m
DIAFRAGMA	874.21	kg/pza
LOSA	765.6	kg/m
GUARNICIÓN	314.70	kg/m
BANQUETA	373.74	kg/m

2.4.3 FACTOR DE CONCENTRACIÓN



SECCIÓN TRANSVERSAL - SUPERESTRUCTURA

Formula de courbon

$$f_c = \frac{1}{n} \left(1 + 6 \frac{n+1-2i}{n^2-1} \cdot \frac{e}{s} \right)$$

Donde:

- n – Número de traveses en la sección transversal
- i – Número de rango de la trabe
- e – Excentricidad de la carga
- s – Separación entre ejes de traveses.

$$e_1 = \frac{10.5}{2} - 1.525 = 3.725 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{10.5}{2} - 4.575 = 0.675 \text{ m}$$

TRABE	Fc. Para una banda	Fc. 2ª banda
Extrema	0.365	0.183
Intermedia	0.291	0.170

Impacto

Del manual AASHTO en su artículo 3.8.2, se empleara el impacto.

$$I = \frac{15.24}{L+38.1} \leq 30\%$$

Donde:

I – Impacto en porcentaje (Máximo: 30%)

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

$$I = \frac{15.24}{39.5+38.1} = .20 \leq 30\%$$

El momento por carga viva (Mcv) será afectado por el 20%, valor obtenido para que se incremente el impacto, para efectos de diseño.

2.4.4 ESTIMACIÓN DE CARGAS POR CARGA VIVA

Carga viva peatonal de acuerdo a criterio AASTHO en el artículo 3.14.1

Peso = 221.25 kg/m

Carga de servicio:

T3-S2-R4 y T3-S3

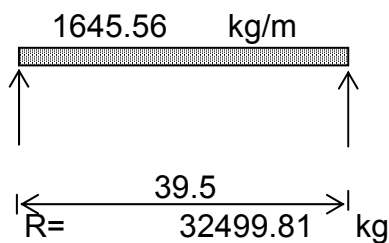
El momento máximo se presentará cuando la resultante se encuentre a una distancia $d = 19.37$ m a partir del apoyo.

EL MOMENTO MÁXIMO SERÁ DE MA = 560.39 ton-m
 EL CORTANTE MÁXIMO SERÁ DE: VA = 59.68 ton

2.4.5 CALCULO DE ELEMENTOS MECÁNICOS

2.4.5. a Trabes intermedias

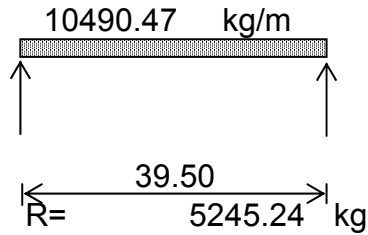
Peso propio



X (m)	V(kg)	M (kg-m)
0.00	32499.81	0.00
1.17	30574.50	36898.47
4.94	24374.86	140409.34
9.88	16249.91	240701.72
14.81	8124.95	300877.15
19.75	0.00	320935.62

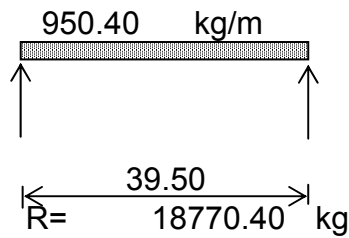
Diafragmas

No. De diafragmas = 6



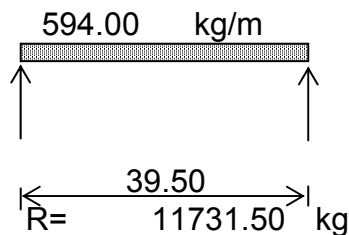
X (m)	V(kg)	M (kg-m)
0.00	5245.24	0.00
1.17	5245.24	6136.93
4.94	5245.24	25898.35
9.88	3496.82	44313.50
14.81	1748.41	55280.42
19.75	0.00	58921.48

Losa



X (m)	V(kg)	M (kg-m)
0.00	18770.40	0.00
1.17	17658.43	21310.87
4.94	14077.80	81093.99
9.88	9385.20	139018.28
14.81	4692.60	173772.84
19.75	0.00	185357.70

Carpeta asfáltica



X (m)	V(kg)	M (kg-m)
0.00	11731.50	0.00
1.17	11036.52	13319.29
4.94	5865.80	33789.16
9.88	3910.50	57924.28
14.81	1955.30	72405.35
19.75	0.00	115848.56

2.4.5. b Traveses extremos

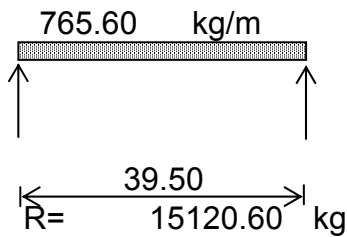
Peso propio

Es igual al peso propio de las traveses intermedias.

Diafragma

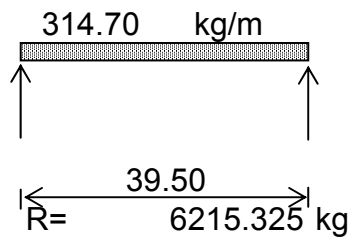
Los elementos mecánicos son la mitad de los producidos por las traveses intermedias.

Losa



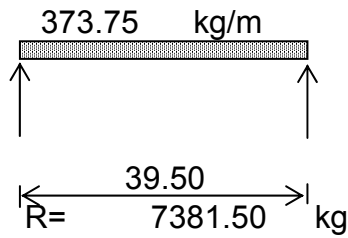
X (m)	V(kg)	M (kg-m)
0.00	15120.60	0.00
1.17	14224.85	17167.09
4.94	11340.45	65325.72
9.88	7560.30	111986.94
14.81	3780.15	139983.68
19.75	0.00	149315.93

Guarnición y parapeto



X (m)	V(kg)	M (kg-m)
0.00	6215.325	0.000
1.17	5847.126	7056.534
4.94	4661.490	268.560
9.88	3107.660	46032.250
14.81	1553.830	57540.310
19.75	0.000	61376.334

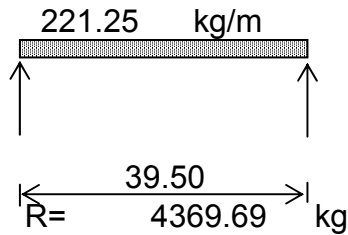
Banqueta



X (m)	V(kg)	M (kg-m)
0.00	7381.50	0.00
1.17	6944.22	8380.55
4.94	5536.10	31890.39
9.88	3690.80	54669.25
14.81	1845.40	68336.56
19.75	0.00	72892.33

2.4.5. c Carga viva

Carga viva peatonal



X (m)	V(kg)	M (kg-m)
0.00	4369.69	0.00
1.17	4110.83	4961.10
4.94	3277.30	18878.42
9.88	2184.80	32363.00
14.81	1092.40	40453.75
19.75	0.00	43150.66

Factores de concentración			0.291		0.365	
T3-S2-R4			TRABE INTERMEDIA		TRABE EXTREMA	
DISTANCIA	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE
0.00	0.00	59.68	0.00	17.37	0.00	21.78
4.94	194.48	49.99	56.59	14.55	70.99	18.25
9.88	384.75	40.30	111.96	11.73	140.43	14.71
14.81	519.69	30.61	151.23	8.91	189.69	11.17
19.37	560.39	21.67	163.07	6.31	204.54	7.91
19.75	560.39	20.93	163.07	6.09	204.54	7.64

Factores de concentración			0.17		0.183	
T3-S3			TRABE INTERMEDIA		TRABE EXTREMA	
DISTANCIA	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE
0.00	0.00	42.37	0.00	7.20	0.00	7.75
4.94	302.95	36.30	51.50	6.17	55.44	6.64
9.88	377.17	30.24	64.12	5.14	69.02	5.53
14.81	355.73	24.19	60.47	4.11	65.10	4.43
18.92	397.34	19.14	67.55	3.25	72.71	3.50
19.75	389.31	18.12	66.18	3.08	71.24	3.32

RESUMEN T3-S2-R4 + T3-S3				
DISTANCIA	TRABE INTERMEDIA		TRABE EXTREMA	
	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE
0.00	0.00	24.57	0.00	29.54
4.94	108.10	20.72	126.43	24.89
9.88	176.08	16.87	209.46	20.24
14.81	211.70	13.02	254.79	15.60
19.37	230.62	9.56	277.26	11.41
19.75	229.26	9.17	275.79	10.95

2.4.5.1 RESUMEN DE ELEMENTOS MECÁNICOS

2.4.5.1. a Momentos flexionantes (Ton-m)

Trabe intermedia

CARGA MUERTA	0.00	4.94	9.88	14.81	19.75
PESO PROPIO	0.00	140.41	240.70	300.88	320.94
DIAFRAGMA	0.00	25.90	44.31	55.28	58.92
LOSA	0.00	81.09	139.02	173.77	185.36
CARPETA ASFALTICA	0.00	50.68	86.89	108.61	115.49
SUMAS	0.00	289.09	510.92	638.54	682.06
CARGA VIVA					
T3-S2-R4 Y T3-S3	0.00	129.72	211.30	254.05	275.11
T O T A L				892.58	956.17

Considerando el mayor =956.17Ton-m.

Trabe extrema

CARGA MUERTA	0.00	4.94	9.88	14.81	19.75
PESO PROPIO	0.00	140.41	240.70	300.88	320.94
DIAFRAGMA	0.00	12.95	22.16	27.64	29.46
LOSA	0.00	65.33	111.99	139.98	149.32
GUARNICIÓN Y PARAPETO	0.00	26.85	46.03	57.54	61.38
BANQUETA	0.00	31.89	54.67	68.34	72.89
SUMAS	0.00	277.43	475.55	594.38	633.98
CARGA VIVA					
CARGA VIVA PEATONAL	0.00	18.88	32.36	40.45	43.15
T3-S2-R4 Y T3-S3	0.00	151.71	251.35	305.74	330.94
SUMAS	0.00	170.59	283.71	346.20	374.09
T O T A L				940.57	1008.07

Considerando el mayor =1008.07Ton-m.

En comparación de los valores obtenidos, se considera el mayor para la determinación de los esfuerzos = 1008.07 Ton-m ya que rige.

Para el cálculo de los esfuerzos por carga muerta se tomaran los momentos en el centro del claro.

2.4.5.1. b Cortantes (Ton)

Trabe intermedia

CARGA MUERTA	0.00	4.94	9.88	14.81	19.75
PESO PROPIO	32.50	24.37	16.25	8.12	0.00
DIAFRAGMA	5.25	5.25	3.50	1.75	0.00
LOSA	18.77	14.08	9.39	4.69	0.00
CARPETA ASFALTICA	11.73	8.80	5.87	2.93	0.00
SUMAS	68.25	52.50	35.00	17.50	0.00
CARGA VIVA					
T3-S2-R4 Y T3-S3	29.48	24.86	20.24	15.62	11.00
T O T A L	97.73	77.36	55.24	33.12	11.00

Considerando el mayor =97.73Ton.

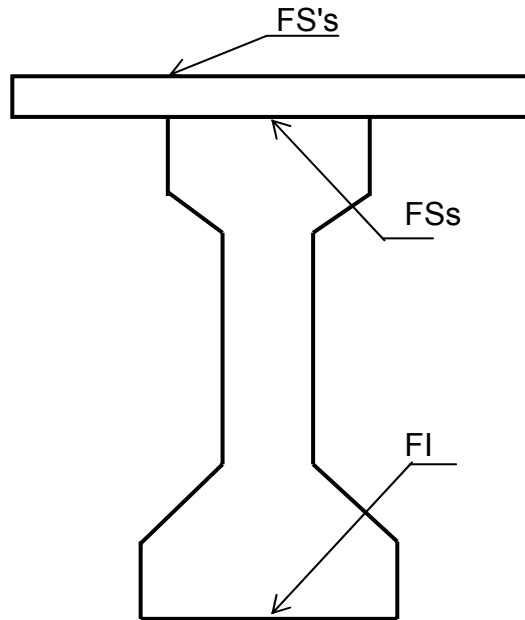
Trabe extrema

CARGA MUERTA	0.00	4.94	9.88	14.81	19.75
PESO PROPIO	32.50	24.37	16.25	8.12	0.00
DIAFRAGMA	2.62	2.62	1.75	0.87	0.00
LOSA	15.12	11.34	7.56	3.78	0.00
GUARNICIÓN Y PARAPETO	6.22	4.66	3.11	1.55	0.00
BANQUETA	7.38	5.54	3.69	1.85	0.00
SUMAS	63.84	48.54	32.36	16.18	0.00
CARGA VIVA					
CARGA VIVA PEATONAL	4.37	3.28	2.18	1.09	0.00
T3-S2-R4 Y T3-S3	35.44	29.87	24.29	18.72	13.15
SUMAS	39.81	33.15	26.48	19.81	13.15
T O T A L	103.65	81.68	58.83	35.99	13.15

Considerando el mayor =103.65Ton.

Para el cálculo de esfuerzos se considera el que rige = 103.65 Ton.

2.4.6 ESFUERZOS AL CENTRO DEL CLARO



$$F = \frac{M}{S}$$

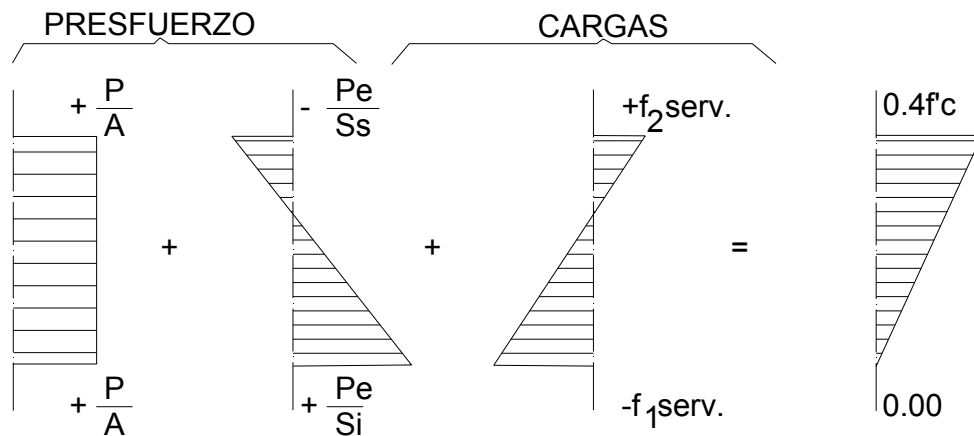
Convención de signos.

- (+) Esf. De compresión
- (-) Esf. De Tensión.

CARGA	MOMENTO ton-m	FI kg/cm ²	FSs kg/cm ²	FS's kg/cm ²
CONDICIÓN INICIAL				
PESO PROPIO	320.94	-96.94	97.06	
DIAFRAGMA	29.46	-8.90	8.91	
LOSA	149.32	-45.10	45.16	
CONDICIÓN DE SERVICIO				
PESO PROPIO	320.94	-78.41	46.37	
DIAFRAGMA	29.46	-7.20	4.26	
LOSA	149.32	-36.48	21.57	
GUARNICIÓN Y PARAPETO	61.38	-14.99	8.87	11.70
BANQUETA	72.89	-17.81	10.53	13.90
CARGA VIVA PEATONAL	43.15	-10.54	6.23	8.23
T3-S2-R4 Y T3-S3	330.94	-80.85	47.81	63.11
TOTAL		-246.27	145.64	96.94

2.4.7 PRESFUERZO

Para obtener una primera idea de la cantidad de preesfuerzo necesario para anular los esfuerzos de tensión, en la fibra inferior, se considera el diagrama limite en servicio al centro del claro, tomando las propiedades de la sección simple.



Fuerza necesaria de preesfuerzo para anular los esfuerzos de tensión en la fibra inferior, aplicando la formula de la escuadría:

$$P = \frac{F_i \text{ Serv.}}{\left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i}\right)} \quad P = \frac{246.27}{\left(\frac{1}{6856.50} + \frac{82.44}{331065.46}\right)} \quad P = 623677.43 \text{ kg}$$

Donde:

P- Fuerza de presión

F_i Serv. - Suma de esfuerzos en la fibra inferior debido a todas las cargas ajenas al preesfuerzo.

A - Área de la sección de la trabe en su sección simple.

e - Excentricidad supuesta por el diseñador.

S_i - Módulo de sección en la fibra inferior de la sección de la trabe en su sección simple.

De acuerdo a que exista un cierto remanente de esfuerzos en compresión, se recomienda incrementar un 10%, por lo que la fuerza necesaria de preesfuerzo es:

$$P = 686045.18 \text{ kg}$$

El esfuerzo máximo permisible en servicio del acero será, de acuerdo a normas AASTHO 9.15.1, Acero de preesfuerzo.

$$0.8 F_{py} \qquad 0.8 \cdot 16200 \qquad 12960 \text{ kg/cm}^2$$

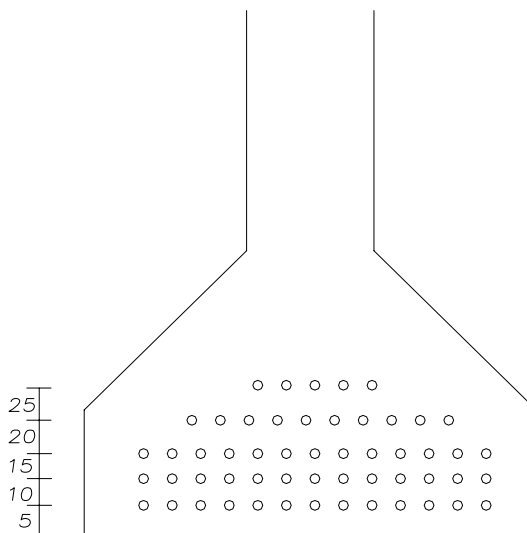
Por lo que el área de acero necesario será:

$$A_s = \frac{P}{0.8 F_{py}} \qquad A_s = \frac{686045.18}{12960} \qquad A_s = 52.94 \text{ cm}^2$$

Empleando torones de 1/2" con área neta de 0.987cm², por lo que el número de torones necesarios serán:

$$N_{\phi} = \frac{A_s}{a_s} \qquad N_{\phi} = \frac{52.94}{0.987} \qquad N_{\phi} = 53.63 \text{ Torones}$$

Se colocaran 54 Torones de la forma siguiente:



	No.To	x	as	Área	d	A x d
A1=	13	X	0.987	12.831	5	64.155
A2=	13	X	0.987	12.831	10	128.31
A3=	13	X	0.987	12.831	15	192.465
A4=	10	X	0.987	9.87	20	197.4
A5=	5	X	0.987	4.935	25	123.375
A6=	0	X	0.987	0	30	0
54.00 Torones			Σ	53.298		705.705

$$Y = \frac{\sum A \cdot d}{\sum \text{Área}}$$

$$Y = \frac{705.705}{53.298}$$

$$Y = 13.24 \text{ cm}$$

$$\text{Excentricidad} = Y_i - Y \quad \text{Excentricidad} = 92.44 - 13.24 \quad e = 79.20 \text{ cm}$$

$$\text{O bien } = 54 Y = 5(25) + 10(20) + 13(15) + 13(10) + 13(5) = Y = 715/54 = 13.24 \text{ cm.}$$

2.4.7.1 ESFUERZO POR PRESFUERZO

$$f_{pj} = 0.75 f_{pu}$$

$$f_{pj} = 0.75 \cdot 19000$$

$$f_{pj} = 14250 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_o = f_{pj} \times (\text{as} \times \text{No. Tor.})$$

$$P_o = 14250 \times (0.987 \times 54)$$

$$P_o = 759496.50 \text{ kg}$$

$$f_{ps} = P \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_s} \right)$$

$$f_{ps} = 759496.50 \left(\frac{1}{6856.5} - \frac{79.20}{330666.63} \right)$$

$$f_{ps} = -71.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pi} = P \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_s} \right)$$

$$f_{pi} = 759496.50 \left(\frac{1}{6856.5} + \frac{79.20}{331065.46} \right)$$

$$f_{pi} = 292.47 \text{ kg/cm}^2$$

2.4.7.1.1 Esfuerzos permisibles según AASTHO artículo 9.15.2.1 y 9.15.2.2

En la transferencia (Sección simple)			
Tensión	$0.8\sqrt{f_c}$	$0.8\sqrt{350}$	14.97 kg/cm ²
Compresión	$0.6 \cdot f_c$	$0.6 \cdot 350$	210.0 kg/cm ²

En servicio (Sección compuesta)			
Compresión	$0.4 \cdot f_c$	$0.4 \cdot 350$	140 kg/cm ²
Tensión			0.00 kg/cm ²

2.4.7.1.2 Revisión de esfuerzos en la transferencia

ESTADO DE CARGA	FIBRA INFERIOR		FIBRA SUPERIOR	
	PARCIAL	ACUMU.	PARCIAL	ACUMU.
Preesfuerzo	292.47		-71.15	
PESO PROPIO	-96.94	195.53	97.06	25.91

Esta bien

Esta bien

Como se puede observar los esfuerzos resultantes al momento de la transferencia, no rebasan los esfuerzos permisibles.

2.4.7.2 PERDIDAS POR PRESFUERZO

2.4.7.2.1 Por contracción del concreto

Para miembros pretensados AASTHO en su artículo 9.16.2.1.1 (Ecuación 9.4).

$$SH=1195-1055 \cdot RH \qquad RH=80\% \qquad SH=351.0 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

SH - Pérdida por contracción (kg/cm^2)

RH - Porcentaje promedio anual de la humedad relativa ambiental, para el caso analizado es =80%.

2.4.7.2.2 Por acortamiento elástico del concreto

$$ES = \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cir} \qquad E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2 \qquad E_{ci} = 0.136484 \cdot W_c^{1.5} \sqrt{f'_{ci}}$$

$$W_c = 2400 \text{ kg/cm}^3 \qquad f'_{ci} = 325 \text{ kg/cm}^2 \qquad E_{ci} = 289294.57 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

ES - Pérdida por acortamiento elástico (kg/cm^2)

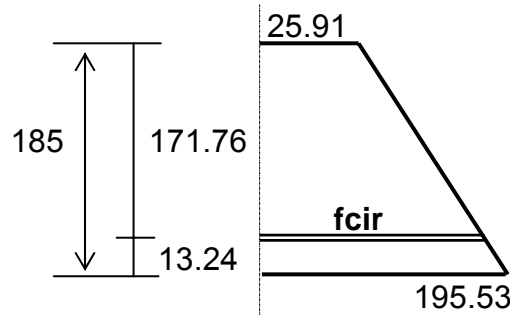
Ms - Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo (kg/cm^2)

Ec - Módulo de elasticidad del concreto al momento de la transferencia.

Wc - Peso volumétrico del concreto (kg/cm^3)

f'ci - Resistencia cilíndrica al momento de aplicar el preesfuerzo (kg/cm^2)

fair - Esfuerzo en el concreto en la fibra del centro de gravedad del acero de preesfuerzo, considerando el esfuerzo debido a la carga muerta de construcción de la trabe y el preesfuerzo, inmediatamente después de ser aplicado.



Evaluando fcir:

$$\frac{195.53-25.91}{185} = \frac{fcir-25.91}{171.76} \qquad fcir=183.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES = \frac{2000000}{289294.57} \cdot 183.39 \qquad ES=1267.85 \text{ kg/cm}^2$$

Después de ocurridas las perdidas por acortamiento elástico la fuerza de preesfuerzo efectiva será:

$$P=(14250-1267.85) \times 0.987 \times 54 \qquad P=691922.85 \text{ kg}$$

$$P=759496.50 \left(1 - \frac{1267.85}{14250} \right) \qquad P=691922.85 \text{ kg}$$

Los esfuerzos efectivos después de ocurridas las perdidas por acortamiento elástico son:

$$fps=(-71.15) \left(1 - \frac{1267.85}{14250} \right) \qquad fps=-64.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$fpi=(292.47) \left(1 - \frac{1267.85}{14250} \right) \qquad fpi=266.45 \text{ kg/cm}^2$$

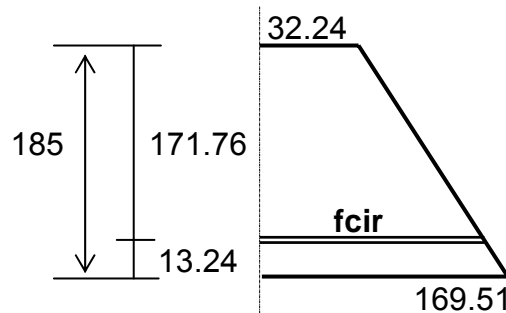
2.4.7.2. a Esfuerzos por preesfuerzo y peso propio

ESTADO DE CRAGA	FIBRA INFERIOR		FIBRA SUPERIOR	
	PARCIAL	ACUMU.	PARCIAL	ACUMU.
Preesfuerzo PESO PROPIO	266.45 -96.94	169.51	-64.82 97.06	32.24

Pasa

Pasa

Calculando el nuevo valor que tomará f_{cir} :



Evaluando f_{air} :

$$\frac{169.51-32.24}{185} = \frac{f_{cir}-32.24}{171.76} \qquad f_{cir}=159.68 \text{ kg/cm}^2$$

Este nuevo valor obtenido de f_{cir} es el que se tomará para las demás pérdidas.

2.4.7.2.3 Por flujo plástico del concreto

Fenómeno en la cual para una carga fija determinada, existe una variación continua de la deformación unitaria; dicha variación aumenta con el valor del esfuerzo y disminuye con el transcurso del tiempo.

El flujo plástico lo reconoceremos como una deformación en exceso de la deformación elástica en un tiempo considerado, y no como el exceso de la deformación elástica en la aplicación de la carga.

Para miembros pretensados o postensados, según AASTHO en su artículo 9.16.2.1.3 (Ecuación 9.9):

$$CRc = 12 \cdot f_{cir} \cdot 7 \cdot f_{c ds}$$

Donde:

CRc - Perdida por escurrimiento plástico del concreto (kg/cm^2)

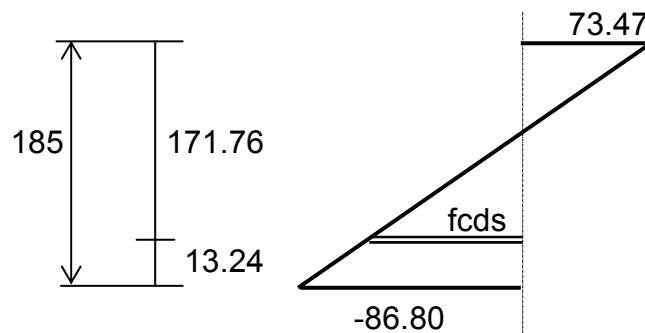
f_{cir} - Esfuerzo descrito en las perdidas por acortamiento elástico (kg/cm^2)

$f_{c ds}$ - Esfuerzo en el concreto al nivel del centro de gravedad del acero de preesfuerzo debido a todas las cargas muertas que no se consideraron cuando se aplicó el preesfuerzo (kg/cm^2).

De la tabla de esfuerzos al centro del claro:

$$FS = 8.91 + 45.16 + 8.87 + 10.53 = 73.46 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$FI = -8.90 - 45.10 - 14.99 - 17.81 = -86.80 \text{ kg}/\text{cm}^2$$



Evaluando f_{cds} :

$$\frac{73.47+86.80}{185} = \frac{f_{cds}+86.80}{13.24} \quad f_{cir}=75.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR_c=(12 \times 159.68)-(7 \times 75.33) \quad CR_c=1388.89 \text{ kg/cm}^2$$

2.4.7.2.4 Por flujo plástico del acero (Relajamiento)

Fenómeno básico de un cambio de longitud del acero sujeto a esfuerzo constante. El acero de preesfuerzo se le esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tensado inicial y al actuar las cargas de servicio, lo cual se genera una pérdida de esfuerzo en el material esforzado mantenido con longitud constante.

Este fenómeno no ocurre en un corto periodo de tiempo. De la evidencia que se tiene disponible, resulta que continúa casi indefinidamente, aunque a una velocidad decreciente. Debe tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa en la fuerza pretensora.

Para miembros pretensados con torones, según AASTHO en su artículo 9.16.2.1.4 (Ecuación 9.10):

$$CR_s=1406-0.4 \cdot ES-0.2(SH+CR_c)$$

$$CR_s=1406-0.4 \cdot 1267.85-0.2(351+1388.89) \quad CR_s=550.88 \text{ kg/cm}^2$$

RESUMEN DE PÉRDIDAS		
CONTRACCIÓN	351.00	kg/cm ²
ACORTAMIENTO ELÁSTICO	1267.85	kg/cm ²
FLUJO PLÁSTICO (CONCRETO)	1388.89	kg/cm ²
FLUJO PLÁSTICO (ACERO)	550.88	kg/cm ²
TOTAL	3558.62	kg/cm²

Cálculo de las pérdidas totales:

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

El esfuerzo efectivo en el acero después de ocurridas las pérdidas de acuerdo a normas AASTHO, artículo 9.15.1. Acero de preesfuerzo.

$$f_{pj} - \Delta f_s < 0.8 f_{py}$$

$$(14250 - 3558.62) < 12960 \qquad 10691.38 < 12960 \text{ kg/cm}^2$$

Después de ocurridas las pérdidas la fuerza será:

$$P = (14250 - 3558.62) \times 0.987 \times 54 \qquad P = 569829.28 \text{ kg}$$

El esfuerzo máximo a tensar los cables será:

$$0.75 f_{pu} = 14250 \text{ kg/cm}^2$$

2.4.7.2.5 Esfuerzos por preesfuerzo (En servicio)

$$f_{ps} = P \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_s} \right) \quad f_{ps} = 569829.28 \left(\frac{1}{6856.5} - \frac{79.20}{330666.63} \right) \quad f_{ps} = -53.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pi} = P \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_s} \right) \quad f_{pi} = 569829.28 \left(\frac{1}{6856.5} + \frac{79.20}{331065.46} \right) \quad f_{pi} = 219.43 \text{ kg/cm}^2$$

ESTADO DE CARGA	FI kg/cm ²		FSs kg/cm ²		FS's kg/cm ²	
	FIBRA INFERIOR		FIBRA SUPERIOR		FIBRA SUPERIOR	
	PARCIAL	ACUM.	PARCIAL	ACUM.	PARCIAL	ACUM.
CONDICIÓN INICIAL						
Preesfuerzo	219.43		-53.38			
PESO PROPIO	-96.94	122.49	97.06	43.68		
DIAFRAGMA	-8.90	113.59	8.91	52.59		
LOSA	-45.10	68.49	45.16	97.74		
CONDICIÓN DE SERVICIO						
Preesfuerzo	219.43		-53.38			
PESO PROPIO	-78.41	141.03	46.37	-7.02		
DIAFRAGMA	-7.20	133.83	4.26	-2.76		
LOSA	-36.48	97.35	21.57	18.81		
GUARNICIÓN Y PARAPETO	-14.99	165.84	8.87	27.68	11.70	
BANQUETA	-17.81	148.03	10.53	38.21	13.90	25.61
CARPETA ASFÁLTICA	0	148.03		38.21		25.61
CARGA VIVA PEATONAL	-10.54	137.49	6.23	44.44	8.23	33.83
T3-S2-R4 Y T3-S3	-80.85	56.64	47.81	92.25	63.11	96.94

Esta bien

Esta bien

Esta bien

Como se nota los esfuerzos generados por la combinación de preesfuerzo (Esfuerzo Máximo de compresión) y demás cargas, son menores que los permisibles, por lo que como resultado se acepta la cantidad de preesfuerzo y su distribución.

2.5 REVISIÓN DE LA SECCIÓN A LA RUPTURA POR FLEXIÓN

La revisión tiene como objetivo prever la acción de una sobrecarga eventual, tanto de carga permanente como de carga móvil soportada por la trabe.

Para la revisión se especifica como valor crítico (AASTHO artículo 3.22. Combinación de cargas):

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

$$M_{cu}=1.3(633.99+1.67 \times 374.09)$$

$$M_{cu}=1636.33 \text{ Ton-m}$$

Donde:

M_{cm} - Momento por carga muerta

M_{cv} - Momento por carga viva

La capacidad última de la trabe en su sección central será estimada con el criterio de trabajo al límite estipulado por el ACI.

Posición del eje neutro en condición de resistencia límite:

$$q=1.4 \cdot d \cdot p \frac{f_{su}}{f_c} \quad f_{su}=f_{pu} \left(1-0.5 \cdot p \frac{f_{pu}}{f_c} \right) \quad f_{pu}=19000 \text{ kg/cm}^2$$

$$p=\frac{a_s \times \text{No. de Torones}}{d \times b} \quad p=\frac{0.987 \times 54}{193.76 \times 180} \quad p=0.0015282$$

$$f_{su} = 19000 \left(1 - 0.5 \times 0.0015282 \frac{19000}{350} \right) \quad f_{su} = 18211.893 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = 1.4 \times 193.76 \times 0.0015282 \frac{18211.893}{350} \quad q = 21.57 \text{ cm}$$

$$q = 21.57 \text{ cm} < 22 \text{ cm}$$

La sección con patín se comporta como viga rectangular.

Donde:

d - Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza de preesfuerzo (207-13.24 = 193.76 cm).

p - Porcentaje de acero de preesfuerzo.

f_{pu} - Resistencia máxima del acero de preesfuerzo (19000 kg/cm²).

f'_c - Resistencia a la compresión del concreto (350 kg/cm²).

f_{su} - Para miembros con adherencia.

2.5.1 Cálculo de la resistencia a la ruptura

Según normas AASTHO en su artículo 9.17.2, ecuación 9.13, la resistencia a la ruptura queda definida por la siguiente expresión:

$$\phi M_n = \phi \left[A_s \cdot f_{su} \cdot d \cdot \left(1 - 0.6 \cdot p \frac{f_{su}}{f'_c} \right) \right]$$

$$M_{UR} = \left[53.298 \times 18211.893 \times 193.76 \left(1 - 0.6 (0.0015282) \left(\frac{18211.893}{350} \right) \right) \right]$$

$$M_{UR} = 1791.01 \text{ Ton-m}$$

$$M_{UR} = 1791.01 \text{ Ton-m} > M_{cu} = 1636.33 \text{ Ton-m}$$

La sección cumple con lo especificado por tal se acepta.

2.6 CALCULO DE LA LONGITUD DE ADHERENCIA

La longitud de adherencia se obtiene con la expresión siguiente:

$$L = \left(f_{su}^* - \frac{2}{3} f_{se} \right) D \quad f_{su}^* = f_{pu} \left(1 - 0.5 \cdot p^* \frac{f_{pu}}{f_c} \right) \quad p^* = \frac{as \cdot \text{No. de Torones}}{\text{Área sección simple}}$$

$$p^* = \frac{0.987 \times 54}{6856.5} \quad p^* = 0.0077734$$

$$f_{su}^* = 19000 \left(1 - 0.5 (0.0077734) \frac{19000}{350} \right) \quad f_{su}^* = 14991.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{su}^* = 14991.17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(\frac{2.204 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} \right) \left(\frac{2.54 \text{ cm}}{1 \text{ pulg}} \right)^2 \quad f_{su}^* = 213164.77 \text{ lb/pulg}^2$$

$$f_{se} = 10691.38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(\frac{2.204 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} \right) \left(\frac{2.54 \text{ cm}}{1 \text{ pulg}} \right)^2 \quad f_{se} = 152024.55 \text{ lb/pulg}^2$$

f_{se} = Esfuerzo en el acero después de verificadas las pérdidas.

$$L = \left[\frac{213164.77}{1000} - \frac{2}{3} \left(\frac{152024.55}{1000} \right) \right] 0.5 \quad L = 55.91 \text{ pulg}$$

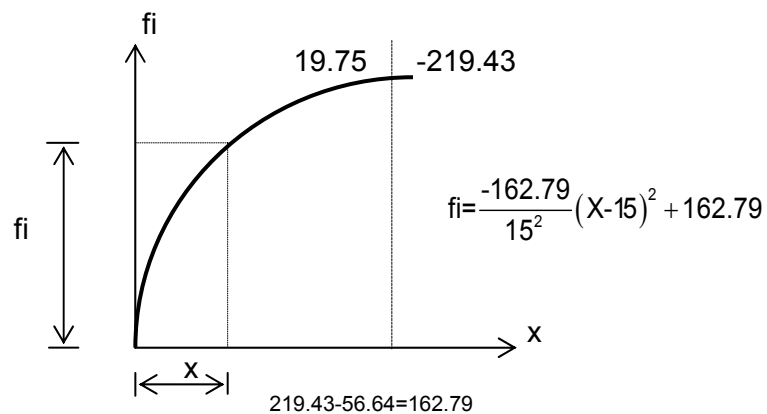
$$L = 142 \text{ cm}$$

2.7 CALCULO DE LONGITUD ACTUANTE DE LOS TORONES

Para disminuir los esfuerzos por preesfuerzo en la zona próxima a los extremos de la trabe, (dado que los requerimientos son menores) se procederá a la eliminación de la adherencia torón – concreto, por medio de ductos de PVC que cubrirán a los torones en la longitud deseada.

Considerando:

Que la envolvente de los esfuerzos en la fibra inferior por cargas ajenas al preesfuerzo es de tipo parabólico, los esfuerzos para una sección situada a X metros del apoyo se calculara con la expresión:



Además se considera que los esfuerzos por preesfuerzo son constantes a lo largo de la trabe, con excepción de las zonas próximas al apoyo.

El esfuerzo que produce todo el preesfuerzo (54 torones) en la fibra inferior es de:

$$f_{pi}=219.43 \text{ kg/cm}^2$$

Un torón con excentricidad de 87.44 produce un esfuerzo en la fibra inferior de:

$$f=0.987(0.8 \times 16200) \left[\frac{1}{6856.5} + \frac{87.44}{331065.46} \right]$$

$$f=5.24 \text{ kg/cm}^2 \quad 87.44 \quad 5.00$$

Un torón con excentricidad de 82.44 produce un esfuerzo en la fibra inferior de:

$$f=5.05 \text{ kg/cm}^2 \quad 82.44 \quad 10.00$$

Un torón con excentricidad de 77.44 produce un esfuerzo en la fibra inferior de:

$$f=4.82 \text{ kg/cm}^2 \quad 77.44 \quad 15.00$$

Un torón con excentricidad de 72.44 produce un esfuerzo en la fibra inferior de:

$$f=4.66 \text{ kg/cm}^2 \quad 72.44 \quad 20.00$$

Un torón con excentricidad de 67.44 produce un esfuerzo en la fibra inferior de:

$$f=4.47 \text{ kg/cm}^2 \quad 67.44 \quad 25.00$$

Por lo que el número de torones en los que se eliminará la adherencia estará definido por:

$$\text{No. de torones} = \frac{\text{Esfuerzo remanente}}{\text{Esfuerzo producido por un torón con "e" propuesta}}$$

Esfuerzo remanente = $f_{pi}-f$

Distancia a partir del apoyo	Esfuerzo en la fibra inferior	Esfuerzo remanen Te	Número de torones en los que se eliminará la adherencia
13.000	143.77	75.66	4.47 16.00T con e = 67.44
10.500	127.08	92.35	4.66 19.00T con e = 72.44
8.000	105.17	114.26	4.66 24.00T con e = 72.44
5.500	78.04	141.39	4.86 29.00T con e = 77.44
4.000	59.26	160.17	4.86 32.00T con e = 77.44
1.172	18.75	200.69	5.05 39.00T con e = 82.44
0.500	8.14	211.29	5.24 40.00T con e = 87.44

Los torones se engrasaran como se indica en el siguiente cuadro:

RESUMEN DE TORONES ENGRASADOS			
No.	DIST.	CANT.	EXCENTRICIDAD
7	13.000	16.00	67.44
6	10.500	3.00	72.44
5	8.000	5.00	72.44
4	5.500	5.00	77.44
3	4.000	3.00	77.44
2	1.172	7.00	82.44
1	0.500	1.00	87.44
		40.00	

La eliminación de la adherencia se hará considerando los cortes de los ductos con un metro más por encima de la envolvente de momentos máximos.

2.7.1 Revisión de la sección a 117 cm del apoyo por flexión:

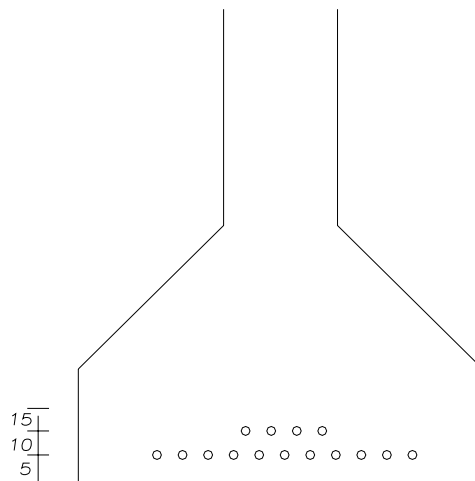
2.7.1.2 Esfuerzos a 117 cm del apoyo

CARGA	MOMENTO ton-m	FI kg/cm ²	FSs kg/cm ²	FS's kg/cm ²
CONDICIÓN INICIAL				
PESO PROPIO	36.90	-11.15	11.16	
DIAFRAGMA	3.07	-0.93	0.93	
LOSA	17.17	-5.19	5.19	
CONDICIÓN DE SERVICIO				
GUARNICIÓN Y PARAPETO	7.06	-1.72	1.02	1.35
BANQUETA	0.00	0.00	0.00	0.00
CARPETA ASFÁLTICA	0.00	0.00	0.00	0.00
CARGA VIVA PEATONAL	0.00	0.00	0.00	0.00
T3-S2-R4 Y T3-S3	9.63	-2.35	1.39	1.84
TOTAL		-21.33	19.69	3.18

2.7.1.2 Preesfuerzo

En esta sección se encuentran activos 15 torones, los demás han sido cubiertos por ductos de PVC.

El preesfuerzo se encuentra distribuido como se indica:



Cálculo del centro de gravedad del acero:

	No.To	x	as	Área	d	A x d
A1=	11	X	0.987	10.857	5	54.285
A2=	4	X	0.987	3.948	10	29.61
A3=	0	X	0.987	0	15	0
15.00 Torones			Σ	14.805		93.765

$$Y = \frac{\sum A \cdot d}{\sum \text{Área}} \qquad Y = \frac{93.765}{14.805} \qquad Y = 6.33 \text{ cm}$$

Excentricidad=Yi-Y Excentricidad=92.44-6.33 e = 86.11 cm

Fuerza del preesfuerzo al tensar:

$$P = f_{pj}(\text{as} \times \text{No. de torones}) \qquad P = 14250 \times 0.987 \times 15 \qquad P = 210971.25 \text{ kg}$$

Esfuerzos por preesfuerzo al tensar:

$$f_{ps} = P \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_s} \right) \qquad f_{ps} = 210971.25 \left(\frac{1}{6856.5} - \frac{86.11}{330666.63} \right) \qquad f_{ps} = -24.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pi} = P \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_s} \right) \qquad f_{pi} = 210971.25 \left(\frac{1}{6856.5} + \frac{86.11}{331065.46} \right) \qquad f_{pi} = 85.64 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza del preesfuerzo en servicio:

$$P = 10691.38(\text{as} \times \text{No. de torones}) \qquad P = 10691.38 \times 0.987 \times 15 \qquad P = 158285.91 \text{ kg}$$

Esfuerzos por preesfuerzo en servicio:

$$f_{ps} = P \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_s} \right) \quad f_{ps} = 158285.91 \left(\frac{1}{6856.5} - \frac{86.11}{330666.63} \right) \quad f_{ps} = -18.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pi} = P \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_s} \right) \quad f_{pi} = 158285.91 \left(\frac{1}{6856.5} + \frac{86.11}{331065.46} \right) \quad f_{pi} = 64.26 \text{ kg/cm}^2$$

2.7.1.3 Revisión de esfuerzos en la transferencia

ESTADO DE CRAGA	FIBRA INFERIOR		FIBRA SUPERIOR	
	PARCIAL	ACUMU.	PARCIAL	ACUMU.
Preesfuerzo PESO PROPIO	85.64 -11.15	74.50	-24.17 11.16	-13.01

Los esfuerzos generados por esta combinación de cargas son aceptables, por lo que se hará la revisión de esfuerzos en servicio.

Revisión de esfuerzos a 117 cm del apoyo.

ESTADO DE CARGA	FI kg/cm ²		FSs kg/cm ²		FS's kg/cm ²	
	FIBRA INFERIOR		FIBRA SUPERIOR		FIBRA SUPERIOR	
	PARCIAL	ACUMU.	PARCIAL	ACUMU.	PARCIAL	ACUMU.
CONDICIÓN INICIAL						
Preesfuerzo	64.26		-18.13			
PESO PROPIO	-11.15	53.11	11.16	-6.98		
DIAFRAGMA	-0.93	52.18	0.93	-6.05		
LOSA	-5.19	47.00	5.19	-0.86		
CONDICIÓN DE SERVICIO						
GUARNICIÓN Y PARAPETO	-1.72	42.27	1.02	0.16	1.35	
BANQUETA	0.00	42.27	0.00	0.16	0.00	1.35
CARPETA ASFÁLTICA	0.00	42.27	0.00	0.16	0.00	1.35
CARGA VIVA PEATONAL	0.00	42.27	0.00	0.16	0.00	1.35
T3-S2-R4 Y T3-S3	-2.35	42.92	1.39	1.55	1.84	3.18

2.7.2 Revisión de la sección al cuarto del claro

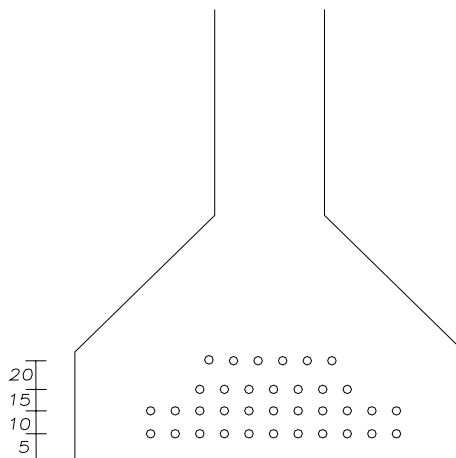
2.7.2.1 Esfuerzos a 988 cm del apoyo

CARGA	MOMENTO ton-m	FI kg/cm ²	FSs kg/cm ²	FS's kg/cm ²
CONDICIÓN INICIAL				
PESO PROPIO	240.70	-72.71	72.79	
DIAFRAGMA	22.16	-6.69	6.70	
LOSA	111.99	-33.83	33.87	
CONDICIÓN DE SERVICIO				
GUARNICIÓN Y PARAPETO	46.03	-11.25	6.65	8.78
BANQUETA	0.00	0.00	0.00	0.00
CARPETA ASFÁLTICA	0.00	0.00	0.00	0.00
CARGA VIVA PEATONAL	32.36	-7.91	4.68	6.17
T3-S2-R4 Y T3-S3	209.46	-51.17	30.26	39.94
TOTAL		-175.64	150.27	54.89

2.7.2.2 Preesfuerzo

En esta sección se encuentran activos 35 torones, los demás han sido cubiertos por ductos de PVC.

El preesfuerzo se encuentra distribuido como se indica:



Cálculo del centro de gravedad del acero:

	No.To	x	as	Área	d	A x d
A1=	11	X	0.987	10.857	5	54.285
A2=	11	X	0.987	10.857	10	108.57
A3=	7	X	0.987	6.909	15	103.64
A4=	6	X	0.987	5.922	20	118.44
35.00 Torones			Σ	34.545		384.93

$$Y = \frac{\sum A \cdot d}{\sum \text{Área}} \qquad Y = \frac{384.93}{34.545} \qquad Y = 11.14 \text{ cm}$$

Excentricidad = $Y_i - Y$ Excentricidad = $92.44 - 11.14$ $e = 81.30 \text{ cm}$

Fuerza del preesfuerzo al tensar:

$$P = f_{pj}(\text{as} \times \text{No. de torones}) \qquad P = 14250 \times 0.987 \times 35 \qquad P = 492266.25 \text{ kg}$$

Esfuerzos por preesfuerzo al tensar:

$$f_{ps} = P \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_s} \right) \qquad f_{ps} = 492266.25 \left(\frac{1}{6856.5} - \frac{81.30}{330666.63} \right) \qquad f_{ps} = -49.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pi} = P \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_s} \right) \qquad f_{pi} = 492266.25 \left(\frac{1}{6856.5} + \frac{81.30}{331065.46} \right) \qquad f_{pi} = 192.68 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza del preesfuerzo en servicio:

$$P = 10691.38(\text{as} \times \text{No. de torones}) \qquad P = 10691.38 \times 0.987 \times 35 \qquad P = 369333.79 \text{ kg}$$

Esfuerzos por preesfuerzo en servicio:

$$f_{ps} = P \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_s} \right) \quad f_{ps} = 369333.79 \left(\frac{1}{6856.5} - \frac{81.30}{330666.63} \right) \quad f_{ps} = -36.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pi} = P \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_s} \right) \quad f_{pi} = 369333.79 \left(\frac{1}{6856.5} + \frac{81.30}{331065.46} \right) \quad f_{pi} = 144.57 \text{ kg/cm}^2$$

2.7.2.3 Revisión de esfuerzos en la transferencia

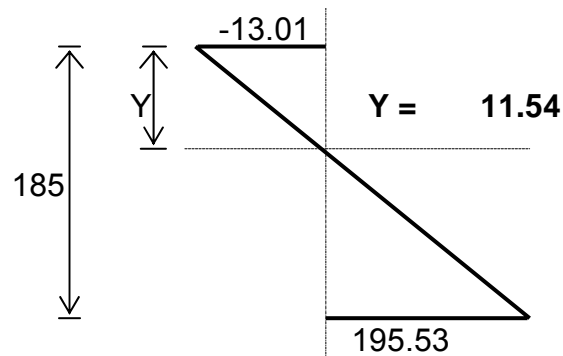
ESTADO DE CRAGA	FIBRA INFERIOR		FIBRA SUPERIOR	
	PARCIAL	ACUMU.	PARCIAL	ACUMU.
Preesfuerzo	192.68		-49.24	
PESO PROPIO	-72.71	119.98	72.79	23.55

Los esfuerzos generados por esta combinación de cargas son aceptables, por lo que se hará la revisión de esfuerzos en servicio.

Revisión de esfuerzos a 988 cm del apoyo.

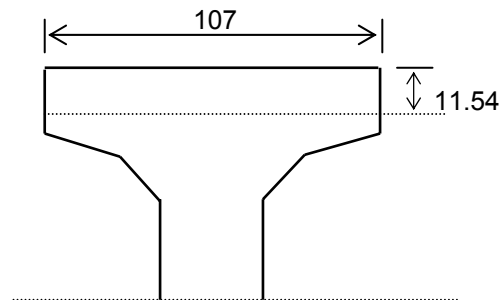
ESTADO DE CARGA	FI kg/cm ²		FSs kg/cm ²		FS's kg/cm ²	
	FIBRA INFERIOR		FIBRA SUPERIOR		FIBRA SUPERIOR	
	PARCIAL	ACUMU.	PARCIAL	ACUMU.	PARCIAL	ACUMU.
CONDICIÓN INICIAL						
Preesfuerzo	144.57		-36.94			
PESO PROPIO	-72.71	71.86	72.79	35.85		
DIAFRAGMA	-6.69	65.17	6.70	42.55		
LOSA	-33.83	31.34	33.87	76.42		
CONDICIÓN DE SERVICIO						
GUARNICIÓN Y PARAPETO	-11.25	20.10	6.65	83.07	8.78	
BANQUETA	0.00	20.10	0.00	83.07	0.00	8.78
CARPETA ASFÁLTICA	0.00	20.10	0.00	83.07	0.00	8.78
CARGA VIVA PEATONAL	-7.91	12.19	4.68	87.74	6.17	14.95
T3-S2-R4 Y T3-S3	-51.17	-38.98	30.26	118.00	39.94	54.89

El esfuerzo de tensión se tomara con varillas de refuerzo longitudinal.



Evaluando Y:

$$\frac{195.53 + 13.01}{185} = \frac{13.01}{Y} \qquad Y = 11.54 \text{ cm}$$



Sección simple			
Sección		Área	Fuerza de tensión
11.54	107.00	$1235/2 = 617.5$	$P = \frac{617.5 \times 13.01}{2}$
		617.5	
			$P = 4017 \text{ kg}$

Utilizando 6 varillas del numero 4C, con $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$f = \frac{P}{A_s}$$

$$A_s = 1.27 \times 6 = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{4017}{7.62}$$

$$f = 527 \text{ kg/cm}^2$$

$$527 < 2000 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo provocado es menor al esfuerzo máximo en operación, se aceptan las condiciones propuestas.

2.8 DISEÑO POR CORTANTE (CRITERIO AASTHO)

En el apoyo:

$$S_{\max} = \frac{A_v \cdot f_{sy}}{7.03 \cdot b'}$$

Donde:

A_v - Área de refuerzo en el alma.

f_{sy} - Esfuerzo nominal en el punto de fluencia del acero convencional.

b' - Ancho del alma de un miembro con patín.

Para estribos del número 3 en dos ramas:

$$A_v = 2(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$b' = 20 \text{ cm}$$

$$f_{sy} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{\max} = \frac{1.42 \times 4000}{7.03 \times 20} = 41 \text{ cm}^2$$

2.8.1 Fuerza cortante que absorbe el concreto

a) Esfuerzo cortante.

$$V_c = 12.7 \cdot b' \cdot J \cdot d$$

$$V_c = 12.7 \times 20 \times 196 \qquad V_c = 49784 \text{ kg}$$

Donde:

J - Relación de la fibra extrema en compresión, al centro de gravedad del acero, sobre el peralte d.

b' - Ancho del alma de un miembro con patín.

d - Distancia de la fibra extrema en compresión al centro del acero en tensión.

Para cortante:

$$Jd = d - \frac{a}{2} \qquad Jd = 207 - \frac{22}{2} \qquad Jd = 196.00 \text{ cm}$$

Donde:

d - Altura de trabe más losa.

a - Espesor de losa.

b) Fuerza cortante última de diseño

$$V_u = \frac{1.3}{0.9} \left[V_{cm} + \frac{5}{3} V_{cv} \right]$$

$$V_u = \frac{1.3}{0.9} \left[63.84 + \frac{5}{3} \times 39.81 \right] \qquad V_u = 188058.44 \text{ kg}$$

$$V_u - V_c = 188058.44 - 49784 = 138274.44 \text{ kg}$$

Espaciamiento longitudinal del refuerzo del alma:

$$S = \frac{2 A_v f_{sy} J_d}{V_u - V_c}$$

$$S = \frac{2 \times 2.14 \times 4000 \times 196}{138274.44} \quad S = 24.27 \approx 25 \text{ cm}$$

Se colocarán a cada 25 hasta el cuarto del claro.

2.8.1 En el cuarto del claro

$$V_u = \frac{1.3}{0.9} \left[V_{cm} + \frac{5}{3} V_{cv} \right]$$

$$V_u = \frac{1.3}{0.9} \left[32.36 + \frac{5}{3} \times 26.48 \right] \quad V_u = 110480.26 \text{ kg}$$

$$V_u - V_c = 110480.26 - 49784 = 60706.37 \text{ kg}$$

Espaciamiento longitudinal del refuerzo del alma:

Utilizando E # 3; $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$ en dos ramas $a_s = 1.42 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{2 A_v f_{sy} J_d}{V_u - V_c}$$

$$S = \frac{2 \times 2.14 \times 4000 \times 196}{60706.37} \quad S = 55.27 \text{ cm}$$

Se colocarán a cada 30 cm por especificación, en los cuartos centrales del claro.

2.9 ANÁLISIS Y DISEÑO DEL DIAFRAGMA ENTRE TRABES

Se diseñará para soportar su propio peso, losa, carpeta asfáltica, así como concentraciones de los camiones que estén directamente sobre el.

Compresión en flexión

Losa	$0.45 \times f'c$	112.5 kg/cm^2
Trabe	$0.40 \times f'c$	100.0 kg/cm^2

Tensión diagonal en trabe

TDT	$1.33\sqrt{f'c}$	21.03 kg/cm^2
LE >=		4200 kg/cm^2

Tensión

Losa	$0.50 \times f_y$	2100 kg/cm^2
Trabe	$0.50 \times f_y$	2100 kg/cm^2

Constantes de cálculo

$$n = \frac{E_c}{E_s} = \frac{15100\sqrt{250}}{2040000} = 8.54$$

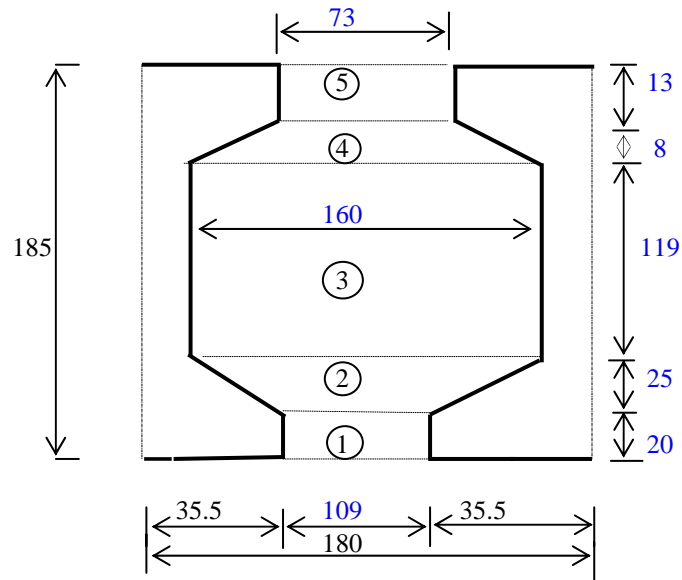
$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1682.92}{8.54 \cdot 112.5}} = 0.34$$

$$j = \frac{1-k}{3} = 1 - \frac{0.34}{3} = 0.89$$

$$K = 0.5 \cdot f_c \cdot k \cdot j = 0.5 \cdot 112.5 \cdot 0.34 \cdot 0.89 = 16.82$$

$$d = 1.80 \text{ cm}$$

Dimensiones



Espesor de diafragma = 30 cm

No.	A	B	Área
1	1.09	0.20	0.22
2	1.35	0.25	0.34
3	1.60	1.19	1.90
4	1.17	0.08	0.09
5	0.73	0.13	0.09
sumatoria			2.65

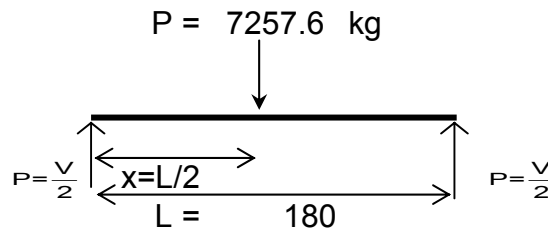
Volumen = 2.65 x 30 = 79.5 cm³

Peso propio = 79.5 x 2400 = 190.8 kg/pza

Carga muerta

CARGA MUERTA	
PESO PROPIO	1905.37
LOSA	528.00
CARPETA ASFÁLTICA	330.00
s u m a s (kg/m)	2763.37
CARGA VIVA	
HS-20	14515.2
PESO PROPIO (kg)	7257.6

Momento por carga muerta



$$M_{cm} = \frac{W l^2}{8}$$

$$M_{cm} = \frac{2763.37 \times 1.80^2}{8}$$

$$M_{cm} = 111916.6 \text{ kg-cm}$$

Momento máximo actuante

$$M_{cv} = \frac{P}{2} x = \frac{Pl}{4}$$

$$M_{cv} = \frac{7257.6 \times 1.80}{4}$$

$$M_{cv} = 3265.92 \text{ kg-m}$$

Momento máximo actuante mas impacto

$$M_{cv+I} = M_{\text{máx.act}} \times 1.30$$

$$M_{cv+I} = 3265.92 \times 1.30$$

$$M_{cv+I} = 424569.6 \text{ kg-cm}$$

Determinación de cortantes

$$V_{cm} = \frac{W l}{2} \quad V_{cm} = \frac{2763.37 \times 1.80}{2} \quad V_{cm} = 2487.04 \text{ kg}$$

$$V_{cv} = \frac{P}{2} \quad V_{cv} = \frac{7257.6}{2} \quad V_{cv} = 3628.80 \text{ kg}$$

Esfuerzo permisible en el acero

$$f_s = 1343 \left(1 + \frac{M_{cm}}{M_{cv} + l} \right) \quad f_s = 1343 \left(1 + \frac{111916.60}{424569.6} \right) \quad f_s = 1697.015 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del peralte necesario

$$d = \sqrt{\frac{M_{cm} + (M_{cv} + l)}{K \times b}} \quad d = \sqrt{\frac{536486.20}{16.82 \times 30}} \quad d = 33 \text{ cm}$$

El peralte se acepta ya que es menor al indicado, $33 < 180 \text{ cm}$.

2.9.1 Refuerzo por flexión

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} \quad A_s = \frac{536486.20}{1682.92 \times 0.89 \times 180} \quad A_s = 1.97 \text{ cm}^2$$

Se colocaran 2 varillas del No. 5C, $a_s = 1.97 \text{ cm}^2$, con $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$.

2.9.2 Revisión por cortante

$$V_u = \frac{1.3}{\phi} \left[V_{cm} + \frac{5}{3} \times V_{cv} \right]$$

$$V_u = \frac{1.3}{0.9} \left[2487.03 + \frac{5}{3} \times 3628.8 \right] \quad V_u = 12328.38 \text{ kg}$$

Utilizando estribos del No.3c en dos ramas, $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$, con $A_s = 1.42 \text{ cm}^2$.

Con separación de:

$$S = \frac{A_s f_s 0.9 d}{V_u}$$

$$S = \frac{1.42 \times 1682.92 \times 0.9 \times 180}{12185.38} \quad S = 31.8 \text{ cm}$$

Se colocarán a cada 15 cm.

2.9.3 Refuerzo por temperatura

$$A_{st} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

$$A_{st} = 0.0018 \times (180 - 19) \times 30 \quad A_{st} = 8.694 \text{ cm}^2$$

19 cm. de recubrimiento. Proponiendo varillas de 4C con $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

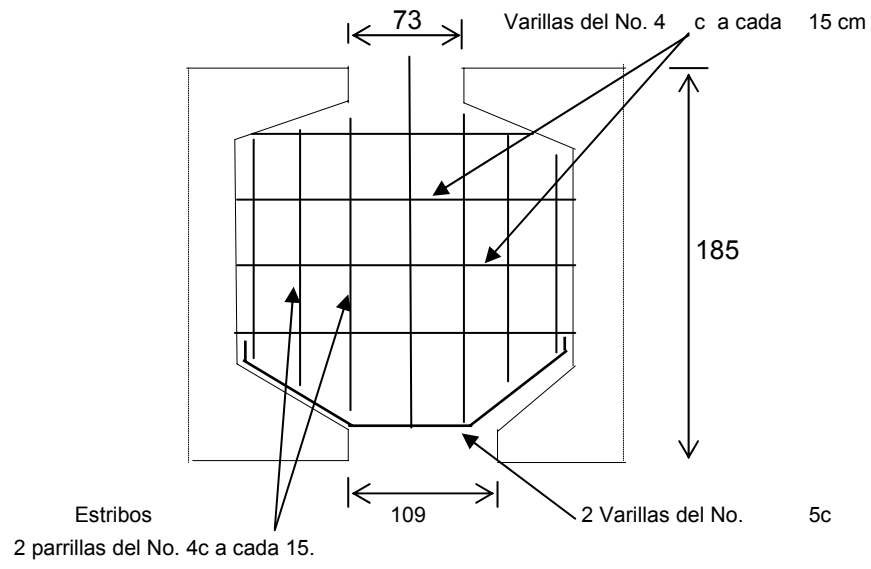
Con separación de:

$$S = \frac{100 \times a_s}{A_s}$$

$$S = \frac{100 \times 1.27}{8.694} \quad S = 15 \text{ cm}$$

Proponiendo varillas del No. 4C Y Se colocarán a cada 15 cm.

Armado del diafragma



2.10 CÁLCULO DE APOYOS

Los apoyos serán de neopreno integral, tanto los fijos como los móviles, los cuales están formados por capas de neopreno vulcanizadas con placas de acero.

2.10.1 Cargas verticales

$$\begin{aligned} \text{Por carga muerta} &= 63839.85 \text{ kg} \\ \text{Por carga viva mas impacto} &= 39812.68 \text{ Kg} \end{aligned}$$

2.10.2 Giros en el extremo de la trabe

2.10. a Por carga muerta

Se considera un factor de 3 para considerar el efecto de la de la deformación a largo plazo.

$$\alpha = \frac{3ML}{3EI} = \frac{ML}{EI} = \frac{M_{cm}L}{EI}$$

Donde:

M_{cm} – Momento por carga muerta (Trabes extremas)

L – Longitud de la trabe entre apoyos

E – Modulo de elasticidad del concreto

$$E = 0.13684 \times 2400^{1.5} \sqrt{f'_{ci}}$$

$$\alpha = \frac{(633.98 \times 100000) \times 3950}{289295 \times 47585951.8} = 0.018191 \text{ rad}$$

2.10. b Por carga viva

Se considera la tercera parte del giro, dada la eventualidad de la misma.

$$\alpha = \frac{M_{cv}L}{3EI}$$

Donde:

M_{cm} – Momento por carga viva

L – Longitud de la trabe entre apoyos

E – Módulo de elasticidad del concreto

$$E = 0.13684 \times 2400^{1.5} \sqrt{f'_{ci}}$$

$$\alpha = \frac{37409287.18 \times 3950}{3 \times 289295 \times 47585951.8} = 0.003578 \text{ rad}$$

2.10. c Por Presfuerzo

Se considera un factor de 3 para considerar el efecto de la deformación a largo plazo.

$$\alpha = \frac{PeL(3)}{3EI} = \frac{PeL}{EI}$$

$$e = 116.25 - 13.24 = 103.01 \text{ cm}$$

Donde:

P – Fuerza efectiva después de ocurrir las pérdidas

$$\alpha = \frac{(569829.28 \times 103.01) \times 3950}{289295 \times 47585951.8} = 0.016843 \text{ rad}$$

2.10.3 Deformaciones horizontales**2.10. d Por contracción del fraguado**

$$\Delta_{\text{CONT}} = 0.0002 \left(\frac{L}{2} \right)$$

$$\Delta_{\text{CONT}} = 0.0002 \left(\frac{3950}{2} \right) = 0.4 \text{cm/apoyo}$$

2.10. e Por temperatura

$$\Delta_{t1} = 0.00035(1975) = 0.691 \text{cm/apoyo (corta duración)}$$

$$\Delta_{t2} = 0.000225(1975) = 0.44 \text{cm/apoyo (larga duración)}$$

2.10. f Por giro por carga muerta

$$\Delta_{\text{CM}} = 0.018191(116.25) = 2.11 \text{cm}$$

2.10. g Por giro por carga viva

$$\Delta_{\text{CV}} = 0.0035781(116.25) = 0.42 \text{cm}$$

2.10. h Por Presfuerzo

$$\Delta_p = \frac{3PL}{2EA} + \alpha_p Y_i$$

$$\Delta_p = \frac{3 \times 569829.28 \times 3950}{2 \times 289295 \times 8901.77} + 0.016843 \times 116.25 = 1.96 \text{cm}$$

2.10.4 Dimensionamiento de los apoyos

Altura neta (T) $T \geq 2UI$ UI=Deformación horizontal máxima

Valor de UI:

$$\text{Contracción: } \Delta_{CM} - \Delta_P (\Delta_{CONT} + \Delta_{ti})$$

$$\text{Dilatación: } \Delta_{CM} + \Delta_{CV} - \Delta_P + \Delta_{t2} - \Delta_{CONT}$$

$$\text{Contracción: } 2.11 + 1.96 - (0.40 + 0.69) = 2.89\text{cm}$$

$$\text{Dilatación: } 2.11 + 0.42 - 1.96 + 0.44 - 0.40 = 0.61\text{cm}$$

Es recomendable considerar la condición más desfavorable, o sea la deformación mayor posible.

(+) Dilataciones, (-) Contracciones

$$2UI = 2(2.89) = 5.78\text{cm}$$

$$T = 5.78\text{cm}$$

Se propone un dispositivo de:

$$N(2 \times 1.3 + 2 \times 0.32) + A(3 \times 0.32) = 4.20\text{cm}$$

N – Placas de neopreno

A – Placas de acero estructural

2.10.5 Dimensionamiento en planta

Condición:

$$5h \leq a \leq 10h$$

h – Altura total del dispositivo = 4.2cm

a – Dimensión del lado paralelo al eje longitudinal, del apoyo.

$$21 \leq a \leq 42$$

Se propone a = 30cm

Área necesaria del dispositivo, considerando un esfuerzo promedio permisible de la placa de 100kg/cm².

$$\text{Área} = \frac{63839.85 + 39812.68}{100} \frac{\text{kg}}{\text{kg/cm}^2} = 1036.53 \text{cm}^2$$

b – Dimensión del lado perpendicular al eje longitudinal, del apoyo.

$$b = \frac{\text{Área}}{a} = \frac{1036.53}{30} = 35 \text{cm}$$

Como $b \geq a$; se propone el valor de b = 40cm, que corresponde a una dimensión comercial.

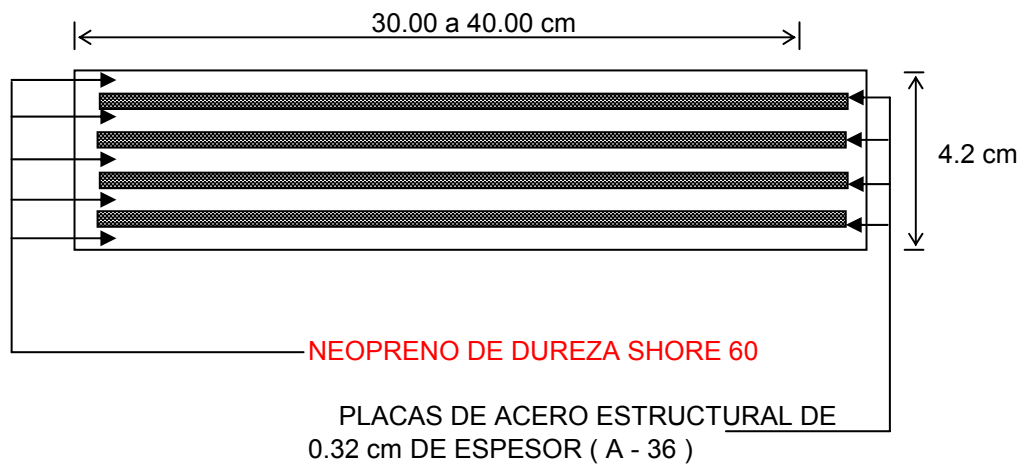
2.10.6 Revisión de esfuerzos

$$\text{Esfuerzo real} = \frac{63839.85 + 39812.68 \text{ kg}}{30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}} = 86.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo permisible} = \frac{8(30 \text{ cm})(40 \text{ cm})}{1.3(30 \text{ cm} + 40 \text{ cm})} = 105.5 \text{ kg/cm}^2$$

Se aceptan los apoyos propuestos.

$$N(2 \times 1.3 + 2 \times 0.32) + A(3 \times 0.32) = 4.20 \text{ cm}$$



CAPÍTULO III

SUBESTRUCTURA

3.1 DATOS DE DISEÑO DE CABALLETE No1. IZQUIERDO.

Concreto		F'c	=	250	Kg/cm ²
Compresión en flexión		0.4f'c	=	100	Kg/cm ²
Esfuerzo permisible del acero			=	2100	Kg/cm ²
Número de nervaduras				7	
Número de carriles				2	

Constantes de cálculo

$$n = \frac{E_c}{E_s} = \frac{15100\sqrt{250}}{2040000} = 8.54$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2100}{8.54 \cdot 100}} = 0.29$$

$$j = \frac{1-k}{3} = 1 - \frac{0.29}{3} = 0.90$$

$$K = 0.5 \cdot f_c \cdot k \cdot j = 0.5 \cdot 1000 \cdot 0.29 \cdot 0.90 = 13.07$$

3.2 DISEÑO DEL MURO DE RESPALDO DE CABALLETA No.1 IZQ.



3.2.1 Empuje de tierras sobre Muro de respaldo

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 K$$

$$K = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

Donde:

γ – Peso volumétrico del suelo (W) = 1.6 Ton/m³

h – Altura considerable de Empuje de tierras = 2.4 m

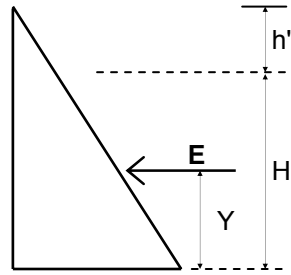
K – Coeficiente de empuje de tierras

ϕ - Ángulo de fricción interna del suelo (33.7°).

Empuje volumétrico sin sobre carga:

$$K = \frac{1 - \sin 33.7}{1 + \sin 33.7} = 0.29$$

$$E = \frac{1}{2} \times 1.6 \times 2.34^2 \times 0.29 = 1.25$$



$$Y = \frac{H}{3} \quad Y = \frac{2.34}{3} = 0.78 \text{ m}$$

Empuje volumétrico incluyendo sobrecarga:

$$q = \frac{W_{\text{HS-20 (UN EJE)}}}{\text{Ancho de camino}}$$

$$q = \frac{14.515}{11.90} = 1.22 \text{ Ton}$$

$$h' = \frac{q}{g} \quad h' = \frac{1.22}{1.60} = 0.76 \text{ m}$$

$$P_{\text{min}} = K \times W \times h'$$

$$P_{\text{máx}} = K \times W \times (H + h')$$

El empuje total es igual al área del trapecio:

$$E.T = K \times W \times h' + K \times W \times (H + h') \times \frac{H}{2}$$

Quedando la ecuación:

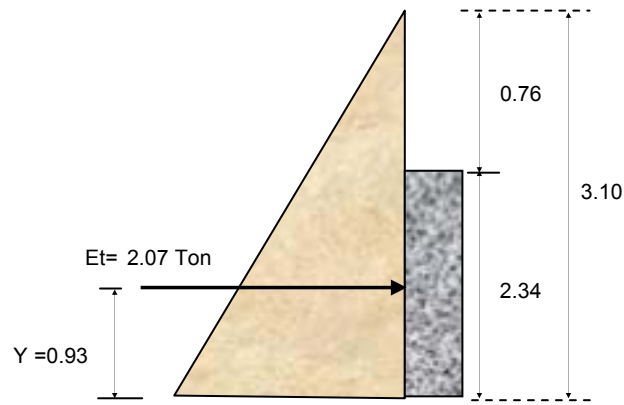
$$E.T = \frac{K \times W \times H}{2} (H + 2h')$$

$$E.T = \frac{0.29 \times 1.60 \times 2.34}{2} (2.34 + 2 \times 0.76) = 2.07 \text{ Ton}$$

El brazo de esta fuerza al desplante es el mismo que la de un trapecio:

$$Y = \frac{H}{3} \cdot \left(\frac{H+3h'}{H+2h'} \right)$$

$$Y = \frac{2.34}{3} \cdot \left(\frac{2.34+3 \times 0.76}{2.34+2 \times 0.76} \right) = 0.93 \text{ m}$$



$$\text{Momento} = 2.07 \times 0.93 = 1.93 \text{ Ton-m}$$

3.2.1.1 Peralte requerido

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

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

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \times B}}$$

$$d = \sqrt{\frac{193250.05}{13.07 \times 100}} = 12 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \text{ Se acepta.}$$

3.2.1.2 Acero principal

$$A_s = \frac{M}{f_s \times j \times d} \qquad A_s = \frac{193250.05}{2100 \times 0.90 \times 20} = 5.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \qquad A_{smin} = \frac{0.8 \sqrt{250}}{4200} \times 100 \times 20 = 6.02 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a las normas de diseño, el área de refuerzo proporcionada en cada sección deberá ser por lo menos 1/3 mayor de lo requerido por el análisis.

$$A_{sr} = 6.02 + 0.333 = 6.35 \text{ cm}^2$$

Utilizando estribos del No. 5C en 2 ramas con $a_v = 1.98 \text{ cm}^2$, debido a que es en ambas parrillas; $A_s = 4 \times 1.98 = 7.92 \text{ cm}^2$.

Separación:

$$S = \frac{100 \times a_v}{A_s} = \frac{100 \times 1.98}{7.92} = 25 \text{ cm}$$

Se colocaran varillas del No. 5C @ 25 cm en ambas parrillas

3.2.1.3 Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.0018 \times b \times d$$

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

Utilizando estribos del No. 4C en 2 ramas con $a_v = 1.27 \text{ cm}^2$, debido a que es en ambas parrillas; $A_s = 4 \times 1.27 = 5.08 \text{ cm}^2$.

Separación:

$$S = \frac{100 \times a_v}{A_s} = \frac{100 \times 1.27}{5.08} = 25 \text{ cm}$$

Se colocaran varillas del No. 4C @ 25 cm en ambas parrillas

3.2.1.4 Revisión por cortante

$$V = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

$$V = \frac{2.07 \times 1000}{100 \times 20} = 1.04 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante que absorbe el concreto:

$$V_{rc} = 0.25 \sqrt{f_c}$$

$$V_{rc} = 0.25 \sqrt{250} = 3.95 \text{ kg/cm}^2$$

1.04 < 3.95 No se requiere de acero por cortante.

3.3 DISEÑO DEL CABEZAL Y PILOTES

El cabezal y columnas del caballete se analizarán como un marco rígido empotrado en el suelo, los elementos mecánicos se obtendrán con el programa de análisis estructural STAAD Pro 2004.

Para el diseño de las columnas se revisarán diferentes grupos de cargas. Estos representan varias condiciones de cargas y fuerzas a las que podrá estar sujeta la estructura se aplicara el porcentaje de los esfuerzos unitarios indicados.

Combinaciones de cargas	Porcentaje de esfuerzos unitarios
GRUPO I = CM + CV + I + ET + S + PC	100 %
GRUPO II = CM + ET + S + PC + VE	125 %
GRUPO III = Grupo I + F + FR + 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 1/3 %
GRUPO VIII = Grupo I + PH	140 %
GRUPO IX = Grupo II + PH	150 %

Donde:

CM – Carga muerta

CV – Carga viva

I – Impacto por carga viva

ET – Empuje de tierras

S – Subpresión

VE – Viento sobre la estructura

F – Fuerza longitudinal debida a la fricción o resistencia a la fuerza cortante en los apoyos.

FR – Fuerza longitudinal por CV (frenaje)

A – Acortamiento por compresión

C – Contracción

T – Temperatura

TT – Sismo

PC – Presión de la corriente

PH – Presión del hielo

Para este caso se revisaran únicamente los Grupos, I,II, III y VII, considerando que son los mas desfavorables.

3.3.1 Cálculo de la longitud de empotramiento

Las pilas estarán desplantadas en material o suelo arcilloso, con las características siguientes.

$$\begin{aligned}
 b &= 2.00 && \text{m} \\
 D &= 1.20 && \text{m} \\
 N_h &= 230 && \text{Ton/m}^3 \\
 K_s' &= 3 && \text{Kg/cm}^3 \\
 K_s &= K_s'/b=1.50 \\
 f &= 1 \\
 F'_c &= 250 && \text{Kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200 && \text{Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

K_s – Módulo de reacción del suelo

d – Ancho del pilote

N_h – Constante de proporcionalidad

Momento de inercia de las pilas

$$I_c = \frac{\pi \times D^4}{64}$$

$$I_c = \frac{\pi \times 120^4}{64} = 10178760 \text{ cm}^4$$

$$EI = 238752 \times 10178760 = 2.43E+12 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

Longitud de empotramiento con extremos no enterrados definidos por DAVISSON Y ROBINSON:

Suelos cohesivos:

$$Le = 1.4 \sqrt[4]{\frac{EI}{Ks \times d}}$$

$$Le = 1.4 \sqrt[4]{\frac{2.43E+12}{3 \times 120}} = 401.3 \text{ cm} \quad \therefore Le = 4.01 \text{ m}$$

Suelos no cohesivos:

$$Le = 1.8 \sqrt[5]{\frac{EI}{Nh}}$$

$$Le = 1.4 \sqrt[4]{\frac{2.43E+12}{230}} = 182 \text{ cm}$$

Se considera que esta empotrado en un suelo cohesivo.

3.3.2 Longitud de apoyo mínima

De acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (1993), Sección C-Estructuras, en el artículo 3.11.5.1 del capítulo Diseño por Sismo (Pág. 1.3.126), nos dice que la longitud de apoyo mínima para traveses o tableros sobre la subestructura se calculará con la fórmula que a continuación se describe:

$$D=254+2.08L+8.35H$$

Donde:

L – Longitud en metros entre los apoyos adyacentes.

H – Es la altura, en metros, de la pila cuando esta formada por una o varias columnas, a la altura promedio de las columnas entre el estribo y la junta de expansión mas cercana que soporta la superestructura si se trata de un estribo; H = 0 para puentes de un solo claro.

$$L = 40.00 \text{ m}$$

$$H = 23.845 \text{ M}$$

$$\text{Propuesto} = 0.66 \text{ m}$$

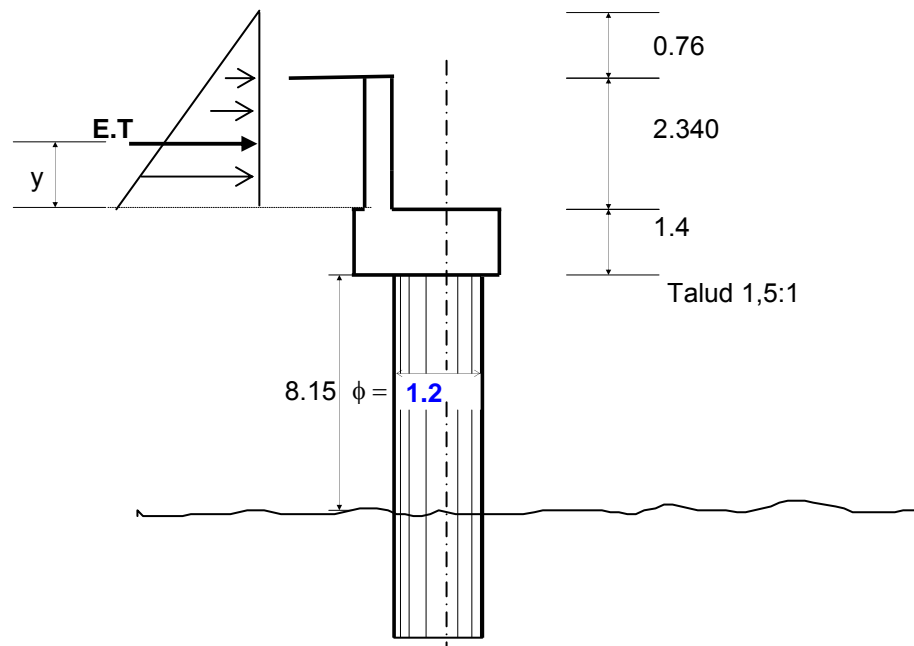
$$D=254+2.08 \times 40+8.35 \times 23.845=536.31 \text{ mm}$$

Rige el 0.66m, Para el proyecto del caballete se tomará una longitud de apoyo de 0.56 m.

3.3.3 Empuje de tierras sobre la estructura

Los elementos mecánicos para el diseño del pilote se analizarán a la profundidad del nivel de empotramiento, a esa altura los momentos son mayores sobre el pilote.

Por especificación el empuje de tierras en pilotes se considera en un ancho de 2 veces su diámetro, en este caso no existe, por tener Muros de tierra mecánicamente estabilizada, solo se tiene en el muro de respaldo.



$$E.T = \frac{K \times W \times H}{2} (H + 2h')$$

$$E.T = \frac{0.29 \times 1.60 \times 2.34}{2} (2.34 + 2 \times 0.76) = 2.07 \text{ Ton}$$

El brazo de esta fuerza al desplante es el mismo que la de un trapecio:

$$Y = \frac{H}{3} \cdot \left(\frac{H+3h'}{H+2h'} \right)$$

$$Y = \frac{2.34}{3} \cdot \left(\frac{2.34+3 \times 0.76}{2.34+2 \times 0.76} \right) = 0.93 \text{ m}$$

Momento Total:

$$M = 2.07 \times (8.15 + 4.01 + 0.93) = 27 \text{ Ton-m}$$

3.3.4 Descarga por Carga muerta

Peso propio					
Concepto	Largo	Ancho	Alto	Piezas	Peso (kg.)
Cabezal	11.90	1.2	1.40	1	47981
Muro	11.90	0.25	2.16	1	15404.6
Nichos	0.3	0.2	0.21	7	-211.7
Topes	0.5	0.6	0.555	2	799.2
Banco 1	0.73	0.85	0.06	1	89.4
Banco 2	0.73	0.85	0.095	1	141.5
Banco 3	0.73	0.85	0.13	1	193.6
Banco 4	0.73	0.85	0.167	1	248.7
Banco 5	0.73	0.85	0.203	1	302.3
Banco 6	0.73	0.85	0.239	1	355.9
Banco 7	0.73	0.85	0.275	1	409.5
Peso total del cabezal					65.714 Ton

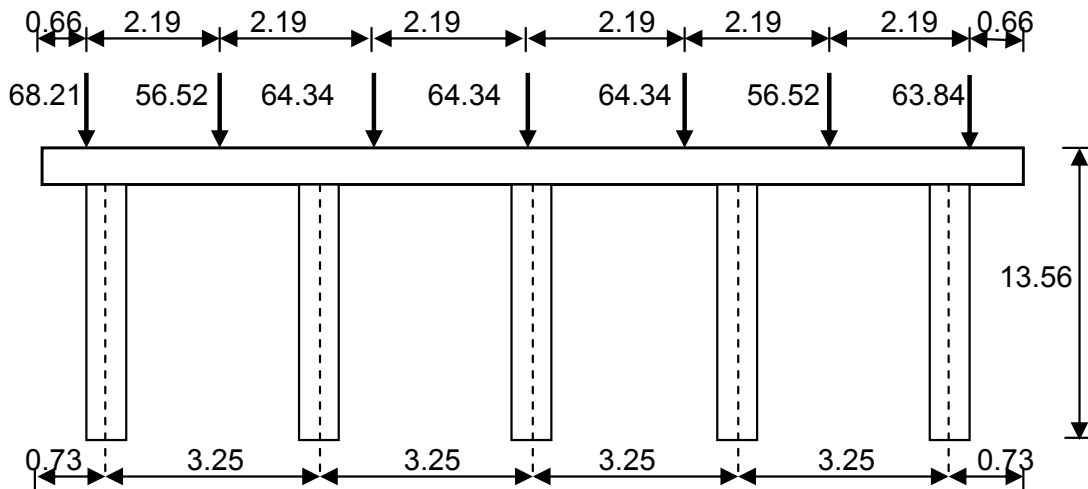
CARGAS	TRABE EXTREMA	TRABE INTERMEDIA 1	TRABE INTERMEDIA 2
PESO PROPIO	32.50	32.50	32.50
DIAFRAGMA	2.62	5.25	5.25
LOSA	15.12	18.77	18.77
GUARNICIÓN	6.22		
BANQUETA	7.38		
CARPETA ASFALTICA			7.82
SUMAS	63.84 Ton	56.52 Ton	64.34 Ton
CARGA VIVA			
PEATONAL	4.37		
SUMAS		56.52 Ton	64.34 Ton

Resumen de cortantes por trabe

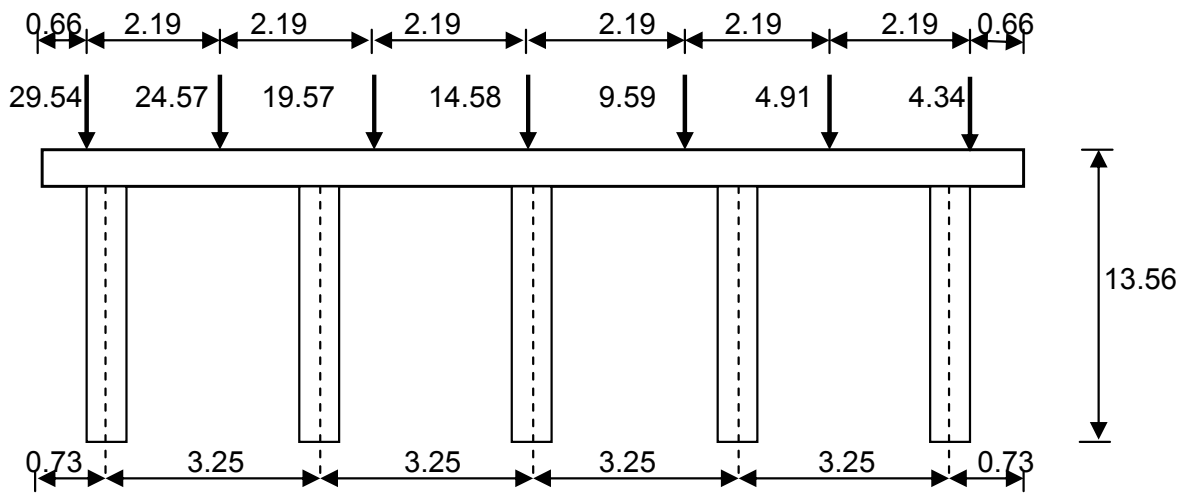
TRABE	T3-S2-R4			T3-S3		
	FACTOR	CORTANTE		FACTOR	CORTANTE	
TRABE 1	0.365	59.68	21.78	0.183	42.37	7.75
TRABE 2	0.291	59.68	17.37	0.17	42.37	7.20
TRABE 3	0.217	59.68	12.95	0.156	42.37	6.61
TRABE 4	0.143	59.68	8.53	0.143	42.37	6.06
TRABE 5	0.069	59.68	4.12	0.129	42.37	5.47
TRABE 6	-0.005	59.68	-0.30	0.116	42.37	4.91
TRABE 7	-0.079	59.68	-4.71	0.102	42.37	4.32

RESUMEN DE CORTANTES	
CV veh	CM veh
29.54	68.21
24.57	56.52
19.56	64.34
14.59	64.34
9.58	64.34
4.91	56.52
4.32	63.84
107.08 Ton	442.46 Ton

Carga muerta de superestructura en el cabezal

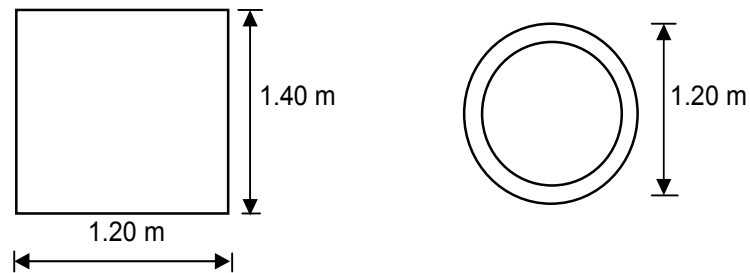


Carga viva vehicular en el cabezal



3.3.5 Revisión del cabezal

Sección de la trabe para marco (cabezal), y pila.



Momento máximo de diseño = 111 Ton-m (Grupo I, CM + CV).*

Cortante máximo de diseño = 117.82 Ton.*

* Datos obtenidos del programa de análisis estructural STAAD. Pro 2004

Peralte requerido:

$$b = 1.20 \text{ m}$$

$$d = 122.25 \text{ cm.}$$

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}}$$

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{11100000}{13.07 \cdot 120}} = 84 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = 84 \text{ cm} < 122.5 \text{ cm Se acepta.}$$

3.3.5.1 Acero requerido

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

$$A_{s(-)} = \frac{11100000}{2100 \times 0.90 \times 122.5} = 47.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{0.8 \sqrt{f_c}}{f_y} b_w d$$

$$A_{s\min} = \frac{0.8 \sqrt{250}}{4200} \times 120 \times 135 = 48.8 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas del No. 8C con $a_v = 5.07 \text{ cm}^2$; $A_s = 10 \times 5.07 = 50.7 \text{ cm}^2$, se proponen 12 varillas.

Separación:

$$S = \frac{100 \times a_v}{A_s} = \frac{100 \times 5.07}{50.7} = 10 \text{ cm} \therefore S = 9 \text{ cm}$$

Se colocaran varillas del No. 8c @ 9 cm.

3.3.5.2 Revisión por cortante

$$V = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

$$V = \frac{117.82 \times 1000}{120 \times 122.25} = 8.0 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante que absorbe el concreto:

$$V_{rc} = 0.25 \sqrt{f_c}$$

$$V_{rc} = 0.25 \sqrt{250} = 3.95 \text{ kg/cm}^2$$

$8.0 > 3.95$ se requiere de acero por cortante (estribos).

Utilizando varillas del No. 4C, en 4 ramas con $a_v = 1.27 \text{ cm}^2$.

Separación:

$$S = \frac{0.8 \times 4 \times 1.27 \times 2100}{(8.07 - 3.95) \times 120} = 17 \text{ cm} \therefore S = 15 \text{ cm}$$

Se colocaran varillas del No. 4C @ 15 cm.

3.3.5.3 Revisión por adherencia

Varillas	8C	4C	
Diámetro	= 2.54	1.3	cm.
Perímetro	= 7.98	3.99	cm.

$$S_o = 12 \times 7.98 = 103.7 \text{ cm}$$

$$\mu_{PER} = \frac{2.25\sqrt{f_c}}{\phi}$$

$$\mu_{PER} = \frac{2.25\sqrt{250}}{2.54} = 14.00$$

$$\mu_{ACT} = \frac{V}{S_o \times j \times d}$$

$$\mu_{ACT} = \frac{117820}{103.7 \times 0.90 \times 122.25} = 10.30$$

$$\mu_{PER} = 14.0 > \mu_{ACT} = 10.30 \text{ Bien.}$$

3.3.5.4 Acero por temperatura

Considerando las caras laterales con un espesor expuesto de 30% de h.

$$A_{st} = 0.0014 \times b \times d$$

$$A_{st} = 0.001 \times 120 \times 122.25 = 20.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

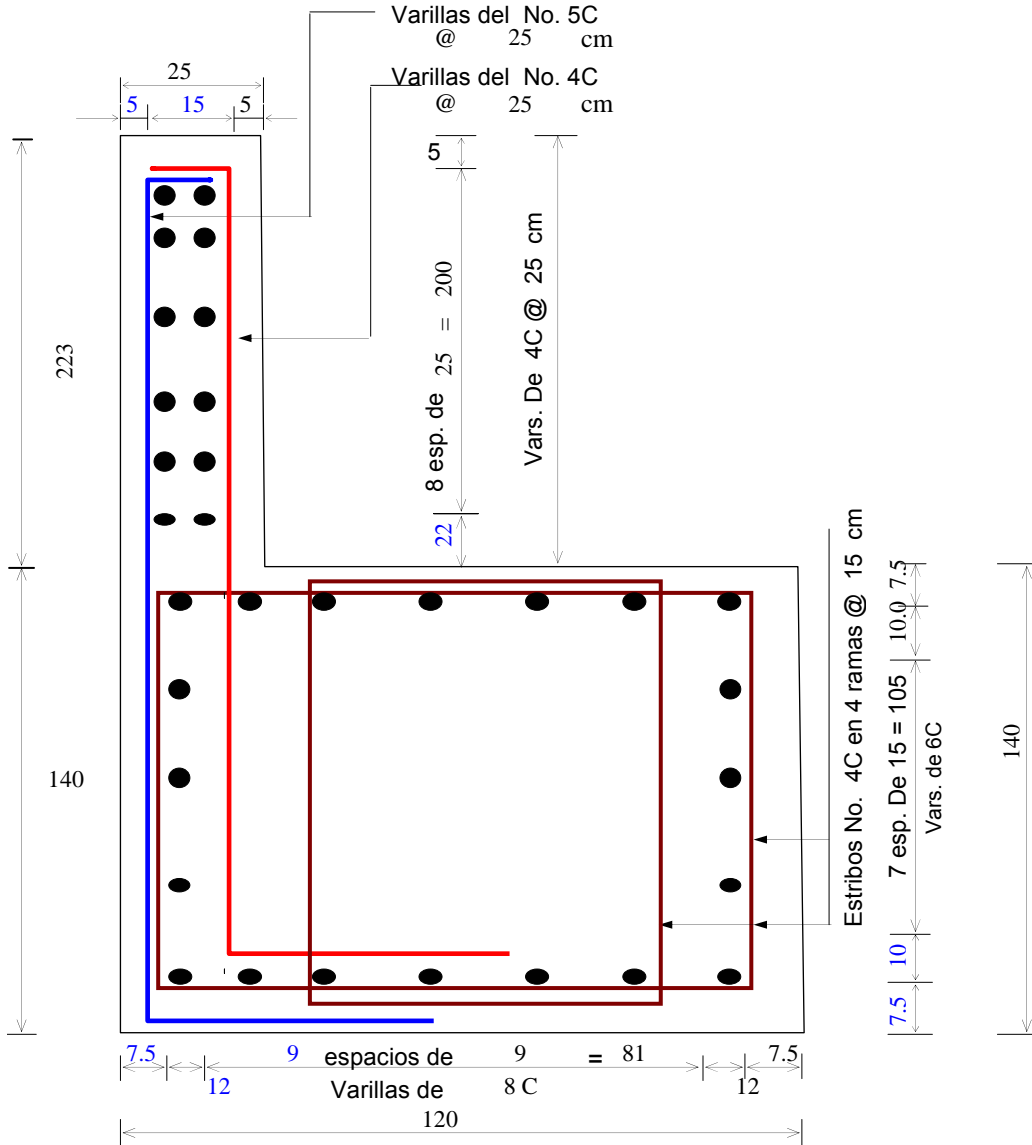
Utilizando varillas del No. 6C, con $a_v = 2.85 \text{ cm}^2$; $A_s = 8 \times 2.85 = 22.8 \text{ cm}^2$.

Separación:

$$S = \frac{100 \times a_v}{A_s} = \frac{100 \times 2.85}{22.8} = 13 \text{ cm}$$

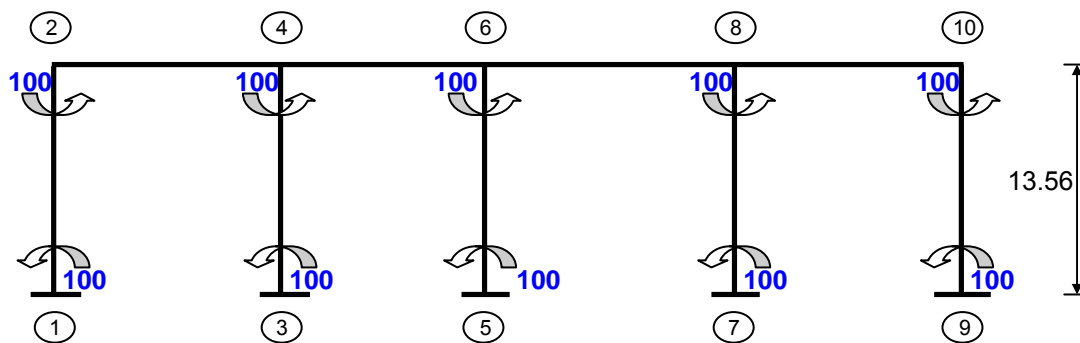
Se colocaran varillas del No. 6C @ 15 cm.

3.3.5.5 Armado del muro de respaldo y cabezal



3.4 CARGAS HORIZONTALES

Para evaluar el efecto de las cargas horizontales, previamente se hará el calculo de momento de 100 toneladas-metro en las columnas del marco, se calculará la fuerza horizontal aplicada en el cabezal, los momentos para diferentes fuerzas horizontales que se consideran, serán proporcionales al momento de 100 ton-m.



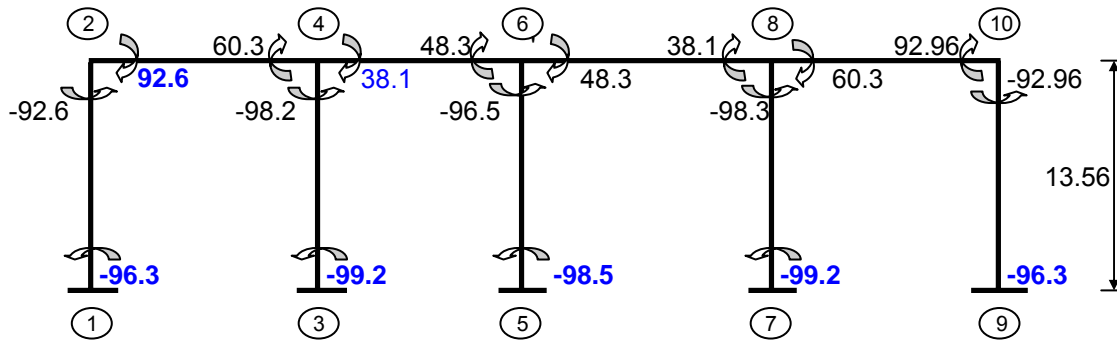
SECCIONES TRANSVERSALES					
ELEMENTO	TIPO	b	h	Díam	I
Columnas	Circulares			1.20	$I = \frac{\pi \times D^4}{64} = 0.102 \text{ m}^4$
Trabes	Rectangulares	1.20	1.40		$I = \frac{b \times h^3}{12} = 0.102 \text{ m}^4$

Las unidades de longitud son en metros, las de fuerzas dadas en toneladas.

Nudo	2			4			6			8			10		
	13.56	3.25	← H	3.25	13.56	3.25	3.25	13.56	3.25	3.25	13.56	3.25	3.25	H →	10
Long.	13.56	3.25	← H	3.25	13.56	3.25	3.25	13.56	3.25	3.25	13.56	3.25	3.25	H →	10
Pieza	↓ V	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338	↓ V
Rig.	0.03	0.338	0.338	0.338	0.03	0.338	0.338	0.03	0.338	0.338	0.03	0.338	0.338	0.338	0.03
Fd	0.081	0.919	0.479	0.042	0.042	0.479	0.479	0.042	0.479	0.479	0.042	0.479	0.479	0.919	0.081
ME	-100	0	0	-100	-100	0	0	-100	0	0	-100	0	0	0	-100
D	8.15	91.85	47.876	4.248	47.876	47.876	47.876	4.248	47.876	47.876	4.248	47.876	47.876	91.85	8.15
T		23.938	45.925		23.938	23.938	23.938		23.938	23.938		23.938	23.938	23.938	
D	-1.951	-21.99	-33.45	-2.968	-2.968	-33.45	-33.45	-2.968	-2.968	-2.968	-2.968	-33.45	-33.45	-21.99	-1.951
T		-16.72	-10.99		-16.72	-11.46	-11.46		-16.72	-11.46		-16.72	-10.99	-16.72	
D	1.363	15.361	10.75	0.954	16.013	10.75	16.013	1.421	16.013	10.75	0.954	10.75	10.75	15.361	1.363
T		5.375	7.68		8.007	8.007	8.007		5.375	8.007		7.68	5.375	5.375	
D	-0.438	-4.937	-7.51	-0.666	-7.51	-7.51	-7.51	-0.666	-5.147	-5.147	-0.666	-7.51	-7.51	-4.937	-0.438
T		-3.755	-2.469		-2.573	-2.573	-2.573		-3.755	-3.755		-2.469	-2.573	-3.755	
D	0.306	3.449	2.414	0.214	3.596	2.414	3.596	0.319	3.596	2.414	0.214	2.414	2.414	3.449	0.306
T		1.207	1.725		1.798	1.798	1.798		1.207	1.798		1.725	1.725	1.207	
D	-0.098	-1.109	-1.686	-0.15	-1.686	-1.686	-1.686	-0.103	-1.156	-1.156	-0.15	-1.686	-1.686	-1.109	-0.098
T		-0.843	-0.554		-0.578	-0.578	-0.578		-0.843	-0.843		-0.554	-0.578	-0.843	
D	0.069	0.774	0.542	0.048	0.807	0.542	0.807	0.072	0.807	0.542	0.048	0.542	0.542	0.774	0.069
MF	-92.6	92.6	60.251	-98.32	38.08	48.267	48.267	-96.53	48.267	38.08	-98.32	60.251	92.6	92.6	-92.6

SOLUCIÓN DEL MARCO POR EL MÉTODO DE CROSS

Nudo	1	3	5	7	9
Pieza	↑ V	↑ V	↑ V	↑ V	↑ V
Me	-100.00	-100.00	-100.00	-100.00	-100.00
D	4.082	2.128	2.128	2.128	4.082
T					
D	-0.977	-1.486	-1.019	-1.486	-0.977
T					
D	0.682	0.478	0.711	0.478	0.682
T					
D	-0.219	-0.334	-0.229	-0.334	-0.219
T					
D	0.153	0.107	0.160	0.107	0.153
T					
D	-0.049	-0.075	-0.051	-0.075	-0.049
T					
D	0.034	0.024	0.036	0.024	0.034
MF	-96.294	-99.158	-98.264	-99.158	-96.294



Determinación de la fuerza horizontal en las columnas:

Para la columna 1 – 2

$$T = \frac{-92.6 + (-96.3)}{13.56} = -13.93 \text{ Ton}$$

Para la columna 3 – 4

$$T = \frac{-98.3 + (-99.2)}{13.56} = -14.56 \text{ Ton}$$

Para la columna 5 – 6

$$T = \frac{-96.5 + (-98.3)}{13.56} = -14.36 \text{ Ton}$$

Para la columna 7 – 8

$$T = \frac{-98.3 + (-99.2)}{13.56} = -14.56 \text{ Ton}$$

Para la columna 9 – 10

$$T = \frac{-92.6 + (-96.3)}{13.56} = -13.93 \text{ Ton}$$

Fuerza total en las columnas:

$$T = -13.93 - 14.56 - 14.36 - 14.56 - 13.93 = 71.34 \text{ Ton}$$

3.5 VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA (VE)

Según especificaciones AASTHO en su artículo 3.15.2.1, la carga por viento actuando transversalmente es: 244 kg/cm^2 , en un área expuesta en la estructura de 51.4 m^2 , considerando a la mitad del tramo.

Brazo de palanca hasta el eje del cabezal = 1.725 m .

$$VE = 0.244 \times \frac{51.4}{2} = 6.271 \text{ Ton}$$

El valor de 2 dependerá, si es para el caballete = 2, para pilas = 1.

Par de transporte:

$$My = 6.271 \times 1.725 = 10.817 \text{ Ton-m}$$

Para $L = 13.56 \text{ m}$

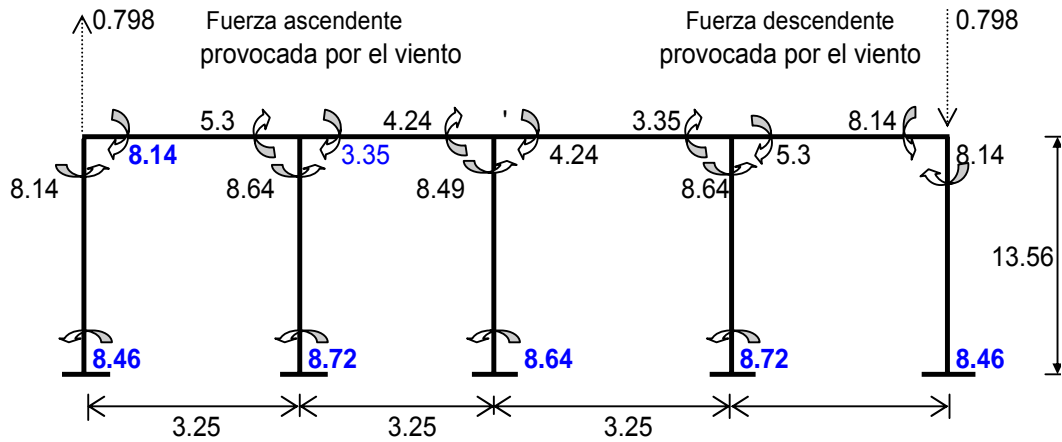
$$FV = \frac{10.817}{13.56} = 0.798 \text{ Ton}$$

Corrección:

$$\text{Corrección} = \frac{6.271}{71.338} = 0.088$$

Momento de 100Ton-m real		
96.300	x 0.088	= 8.465
92.600	x 0.088	= 8.140
99.160	x 0.088	= 8.716
98.320	x 0.088	= 8.643
98.267	x 0.088	= 8.638
96.533	x 0.088	= 8.485
99.160	x 0.088	= 8.716
98.320	x 0.088	= 8.643
96.300	x 0.088	= 8.465
92.600	x 0.088	= 8.140

92.600	x 0.088	= 8.140
60.251	x 0.088	= 5.296
38.068	x 0.088	= 3.346
48.267	x 0.088	= 4.243
48.267	x 0.088	= 4.243
38.068	x 0.088	= 3.346
60.251	x 0.088	= 5.296
92.600	x 0.088	= 8.140



La carga por viento actuando longitudinalmente será: 93 kg/m² (se considera todo el tramo).

Brazo hasta el desplante de la columna: 13.56 + 1.725 = 15.3 m

$$VE = 0.093 \times \frac{51.4}{2} = 2.390 \text{ Ton}$$

Par de transporte:

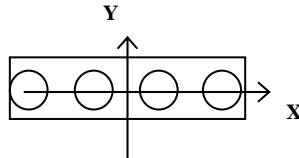
$$M_x = 2.39 \times 15.3 = 36.5 \text{ Ton-m}$$

$$0.30M_x = 10.92 \text{ Ton-m}$$

Momento para una columna

$$M = \frac{36.54}{5} = 7.31 \text{ Ton-m}$$

El eje "y" estará alojado en el eje de la carretera, el eje "x" será perpendicular al eje del camino.



Cortante en el eje "y":

$$V_y = \frac{2.39}{5} = 0.478 \text{ Ton}$$

3.6 VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA (VCV)

De especificaciones AASTHO en su artículo 3.15.2.1.2, la carga por viento sobre la carga viva transversalmente será: 149 kg por metro, aplicada en un punto que este a 1.83 m sobre la rasante.

$$VCV = 0.149 \times \frac{39.5}{2} = 2.943 \text{ Ton}$$

Par de transporte:

$$\text{Brazo} = 0.70 + 1.83 + 1.55 + 0.0413 (n_{\text{eopreno}}) + 0.05 (b_{\text{anco}}) = 4.171 \text{ m}$$

$$M_y = 2.943 \times 4.171 = 12.28 \text{ Ton-m}$$

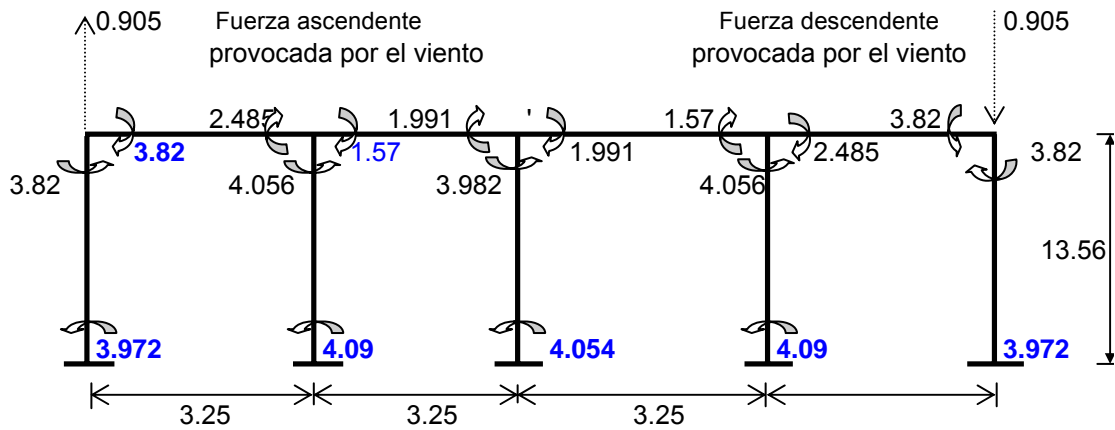
Para L = 13.56 m

$$FV = \frac{12.28}{13.56} = 0.905 \text{ Ton}$$

Corrección:

$$\text{Corrección} = \frac{2.943}{71.338} = 0.041$$

Momento de 100 Ton-m real		
96.300	x 0.041	= 3.972
92.600	x 0.041	= 3.820
99.160	x 0.041	= 4.090
98.320	x 0.041	= 4.056
98.267	x 0.041	= 4.054
96.533	x 0.041	= 3.982
99.160	x 0.041	= 4.090
98.320	x 0.041	= 4.056
96.300	x 0.041	= 3.972
92.600	x 0.041	= 3.820
92.600	x 0.041	= 3.820
60.251	x 0.041	= 2.485
38.068	x 0.041	= 1.570
48.267	x 0.041	= 1.991
48.267	x 0.041	= 1.991
38.068	x 0.041	= 1.570
60.251	x 0.041	= 2.485
92.600	x 0.041	= 3.820



La carga longitudinalmente será: 57 kg por metro de claro en donde dicho claro esta bajo la acción de carga móvil.

Brazo $13.56 + 4.2 = 17.7 \text{ m}$

$$V_{tcv} = 57 \times L$$

$$V_{tcv} = 0.057 \times \frac{39.5}{2} = 1.126 \text{ Ton}$$

Par de transporte:

$$M_x = 1.13 \times 17.7 = 20.0 \text{ Ton-m}$$

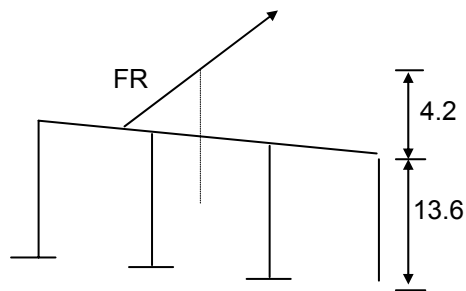
Momento para una columna

$$M = \frac{20.0}{5} = 4.00 \text{ Ton-m}$$

3.7 FUERZA LONGITUDINAL POR (CV) FRENAJE “FR”

El cortante que le llega al caballete por la carga viva es = 107.1 Ton.

El cortante que le llega al caballete por carga muerta es = 442.6 Ton.



AASTHO de acuerdo al capítulo 3.9.

$$FR=0.05 \times \frac{107.1}{2} = 2.7 \text{ Ton}$$

La fuerza aplicada a 1.83 m de la rasante, el brazo es el mismo que en V_{tcv} para obtener el momento en la base de la columna.

$$M_x=2.7 \times 17.7 = 47.9 \text{ Ton-m}$$

Momento para una columna

$$M = \frac{47.9}{5} = 9.574 \text{ Ton-m}$$

$$V_y = FV = \frac{2.7}{5} = 0.54 \text{ Ton}$$

3.8 FUERZA LONGITUDINAL DEBIDA A LA FRICCIÓN EN LOS APOYOS DE NEOPRENO

El cortante que le llega al caballete por carga muerta es = 442.6 Ton.

$$FR=0.05 \times \frac{442.6}{2} = 11.07 \text{ Ton}$$

$$M_x=11.07 \times 13.56 = 150 \text{ Ton-m}$$

Momento para una columna

$$M = \frac{150}{5} = 30 \text{ Ton-m}$$

$$V_y = FV = \frac{11.07}{5} = 2.2 \text{ Ton}$$

3.9 EFECTOS POR SISMO Y COMBINACIÓN DE CARGAS

Del manual de diseño de obras civiles de la Comisión federal de electricidad, se tiene el plano de la regionalización sísmica, clasificado como una zona media y en base a características del lugar de proyecto se recomiendan los siguientes coeficientes.

Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, cuando la primera se apoya libremente en apoyos elastomeritos tipo neopreno con $Q = 4$, en el sentido transversal estará dado por $Q = 3$.

Coeficiente sísmico	=	0.36
Factor de ductilidad	=	4
$C.S. = \frac{C}{Q} = \frac{0.36}{4} = 0.090$		
Factor de ductilidad	=	3
$C.S. = \frac{C}{Q} = \frac{0.36}{3} = 0.12$		
$C.S(Q=4) < a_0=0.1$		
En ningún caso (C/Q) será menor que a_0 .		
Rige $a_0 = 0.1$		

Superestructura:

La carga se considera aplicada esta fuerza al nivel de corona.

$$TTs = 0.1 \times (107.1 + 442.46) = 54.96 \text{ Ton}$$

Para una columna

$$TTs = \frac{54.96}{5} = 11 \text{ Ton-m} \quad YTTs = 8.15 + 4.01 + 1.4 = 13.56 \text{ m}$$

Par de transporte:

$$Mx = 11.00 \times 13.56 = 149.16 \text{ Ton-m}$$

Cabezal en caballete:

$$TTc = 0.12 \times 65.7 = 7.9 \text{ Ton}$$

Para una columna

$$TTc = \frac{7.9}{5} = 1.58 \text{ Ton-m} \quad YTTc = 8.1 + 4.0 + 0.70 = 12.90 \text{ m}$$

Par de transporte:

$$Mx = 1.58 \times 12.90 = 20.38 \text{ Ton-m}$$

Pilote:

$$P \cdot P_{\text{PILOTE NTN}} = \left(\frac{\pi \times 1.20^2}{4} \right) \times (8.15 + 4.01) \times 2.4 = 33.01 \text{ Ton}$$

$$TTp = 0.12 \times 33.01 = 3.96 \text{ Ton}$$

$$YTTc = \frac{8.1 + 4.01}{2} = 6.08 \text{ m}$$

Par de transporte:

$$Mx = 3.96 \times 6.08 = 24.0 \text{ Ton-m}$$

3.10 CAPACIDAD ADMISIBLE DE LOS PILOTES PARA FINES DE DISEÑO

$$q_u = 63.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$D = 1.20 \text{ m}$$

$$L = 20.22 \text{ m}$$

$$FC = 1.24$$

$$L_e = 4.01 \text{ m}$$

Empleando la ecuación siguiente:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad \therefore P = A\sigma$$

$$q = 1.5q_u + \frac{q_u}{12} (\pi \cdot D \times L) \quad q = 1.5 \times 63.0 + \frac{63.0}{12} (\pi \cdot 1.20 \times 20.22) = 494.7 \text{ Ton/pilote}$$

RESUMEN GRUPO I f = 100 %														
CARGA	COLUMNA INTERMEDIA			COLUMNA INTERMEDIA			COLUMNA INTERMEDIA			COLUMNA EXTREMA				
	Fv	Mx	My	Fv	Mx	My	Fv	Mx	My	Fv	Mx	My		
	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton	Ton-m	Ton-m		
CM y Pp	164.5	2.5		170.5	2.5		174.3	2.5		170.5	2.5		164.5	2.5
CV + I	45			40.1			27.6			40.1			45	
E.T.		27			27			27			27			27
Total	209.5	29.5	0	210.6	29.5	0	201.9	29.5	0	210.6	29.5	0	209.5	29.5

RESUMEN GRUPO II f = 125 %														
CARGA	COLUMNA INTERMEDIA			COLUMNA INTERMEDIA			COLUMNA INTERMEDIA			COLUMNA EXTREMA				
	Fv	Mx	My	Fv	Mx	My	Fv	Mx	My	Fv	Mx	My		
	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton	Ton-m	Ton-m		
CM y Pp	164.5	2.5		170.5	2.5		174.3	2.5		170.5	2.5		164.5	2.5
E.T.		27			27			27			27			27
VE	-0.798	7.31	8.5		7.31	8.5		7.3	8.5		7.3	8.5	0.798	7.3
Total	163.7	36.81	8.5	170.5	36.81	8.5	174.3	36.8	8.5	170.5	36.8	8.5	165.3	36.8
1/1.25	131	29.45	6.8	136.4	29.45	6.8	139.4	29.44	6.8	136.4	29.44	6.8	132.2	29.44
														6.8

RESUMEN GRUPO III f = 125 %

CARGA	COLUMNA INTERMEDIA			COLUMNA INTERMEDIA			COLUMNA INTERMEDIA			COLUMNA EXTREMA					
	Fv Ton	Mx Ton-m	My Ton-m	Fv Ton	Mx Ton-m	My Ton-m	Fv Ton	Mx Ton-m	My Ton-m	Fv Ton	Mx Ton-m	My Ton-m			
GRUPO I	209.5	29.5		210.6	29.5		201.9	29.5		210.6	29.5		2	29.5	
FR		9.574			9.574			9.574			9.574			9.6	
F		110.9	110.9		110.9	110.9		110.9	110.9		110.9	110.9		110.9	110.9
0.3VE	-0.24	2.2	2.6		2.2	2.6		2.2	2.6		2.2	2.6		0.24	2.2
VCV	-0.905	4	4		4	4		4	4		4	4		0.905	4
Total	208.4	156.1	117.5	210.6	156.1	117.5	201.9	156.1	117.5	210.6	156.1	117.5	3.145	156.2	117.5
Total	166.7	124.9	93.98	168.5	124.9	93.98	161.5	124.9	93.98	168.5	124.9	93.98	2.516	124.9	93.98

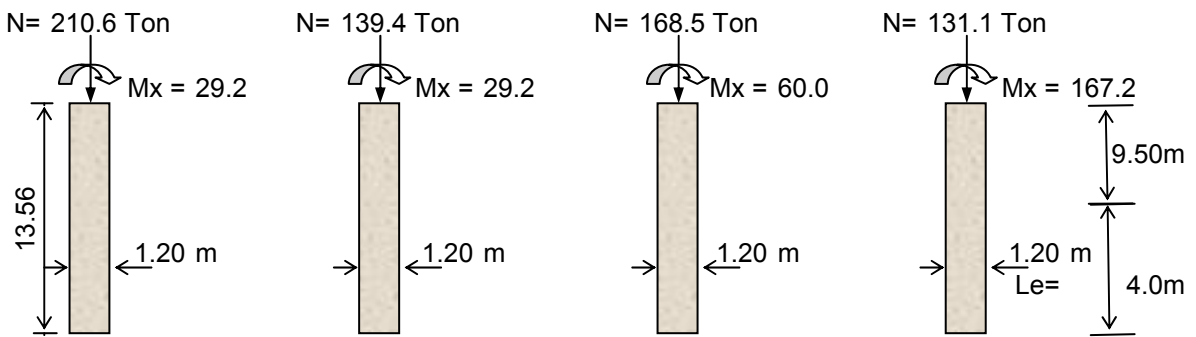
RESUMEN GRUPO VII f = 133 %

CARGA	COLUMNA INTERMEDIA			COLUMNA INTERMEDIA			COLUMNA INTERMEDIA			COLUMNA EXTREMA					
	Fv Ton	Mx Ton-m	My Ton-m	Fv Ton	Mx Ton-m	My Ton-m	Fv Ton	Mx Ton-m	My Ton-m	Fv Ton	Mx Ton-m	My Ton-m			
CM y Pp	164.5	2.5		170.5	2.5		174.3	2.5		170.5	2.5		164.5	2.5	
E.T.		29.5			29.5			29.5			29.5			29.5	
TTs		149.2	149.2		149.2	149.2		149.2	149.2		149.2	149.2		149.2	149.2
TTc		20	20		20	20		20	20		20	20		20	20
TTp		24			24			24			24			24	
Total	164.5	225.2	169.2	170.5	225.2	169.2	174.3	225.2	169.2	170.5	225.2	169.2	164.5	225.2	169.2
1/1.25	123.7	169.3	127.2	128.2	169.3	127.2	131.1	169.3	127.2	128.2	169.3	127.2	123.7	169.3	127.2

3.11 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS PILOTES

RESUMEN DE COMBINACIÓN DE CARGAS					
E.M	GRUPO I	GRUPO II	GRUPO III	GRUPO VII	UNIDADES
FV =	210.6	139.4	168.5	131.1	ton
Mx =	29.2	29.2	60.0	167.2	ton-m
My =		6.97	5.36	127.19	ton-m

De ahí los elementos mecánicos sobre el pilote valdrán (considerando $L_e +$ socavación).



3.11.1 Momento por carga accidental (M_{acc})

Excentricidad por carga accidental:

$$e_{acc} = 0.005h \geq 2 \text{ cm}$$

$$e_{acc} = 0.06 \times 1.20 = 0.07 \text{ m}$$

GRUPO I	$M_{acc} = N \times e = 210.6 \times 0.07 = 15.2 \text{ To m}$
GRUPO II	$M_{acc} = N \times e = 139.4 \times 0.07 = 9.76 \text{ ton m}$
GRUPO III	$M_{acc} = N \times e = 168.5 \times 0.07 = 11.80 \text{ ton m}$
GRUPO VII	$M_{acc} = N \times e = 131.1 \times 0.07 = 9.18 \text{ ton m}$

3.11.2 Momento total (MT)

GRUPO I

$$MT = \sqrt{(MT_x)^2 + (0.3MT_y)^2}$$

$$MT = \sqrt{(29.2)^2 + (0)^2} = 29.2 \text{ Ton-m}$$

$$MT = \sqrt{(0.3MT_x)^2 + (MT_y)^2}$$

$$MT = \sqrt{(0.3 \times 29.2)^2 + (0)^2} = 8.76 \text{ Ton-m}$$

GRUPO II

$$MT = \sqrt{(MT_x)^2 + (0.3MT_y)^2}$$

$$MT = \sqrt{(29.2)^2 + (0.3 \times 6.97)^2} = 29.28 \text{ Ton-m}$$

$$MT = \sqrt{(0.3MT_x)^2 + (MT_y)^2}$$

$$MT = \sqrt{(0.3 \times 29.2)^2 + (6.97)^2} = 11.20 \text{ Ton-m}$$

GRUPO III

$$MT = \sqrt{(MT_x)^2 + (0.3MT_y)^2}$$

$$MT = \sqrt{(60.0)^2 + (0.3 \times 5.36)^2} = 59.99 \text{ Ton-m}$$

$$MT = \sqrt{(0.3MT_x)^2 + (MT_y)^2}$$

$$MT = \sqrt{(0.3 \times 60.0)^2 + (5.36)^2} = 18.77 \text{ Ton-m}$$

GRUPO VII

$$MT = \sqrt{(MT_x)^2 + (0.3MT_y)^2}$$

$$MT = \sqrt{(167.2)^2 + (0.3 \times 127.19)^2} = 171.49 \text{ Ton-m}$$

$$MT = \sqrt{(0.3MT_x)^2 + (MT_y)^2}$$

$$MT = \sqrt{(0.3 \times 167.2)^2 + (127.19)^2} = 136.72 \text{ Ton-m}$$

CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES

GRUPO I	PT =	210.6	Ton.	<	494.66	Ton/pilote	BIEN
GRUPO II	PT =	139.4	Ton.	<	494.66	Ton/pilote	BIEN
GRUPO III	PT =	168.5	Ton.	<	494.66	Ton/pilote	BIEN
GRUPO VII	PT =	131.1	Ton.	<	494.66	Ton/pilote	BIEN

El porcentaje de acero (p) de 0.026.

Cuantía (p)	n	p x n	Radio (r)	Diámetro int. (d)	Recubrimiento
0.026	8.54	0.22	60 cm.	110 cm.	10 cm.

Rel.	GRUPO I	GRUPO II	GRUPO III	GRUPO VII	U
$e = \frac{MT}{PT}$	$\frac{29.2}{210.60} = 0.14$	$\frac{29.28}{139.4} = 0.21$	$\frac{59.99}{168.5} = 0.36$	$\frac{171.49}{131.1} = 1.30$	m.
$\frac{r}{e}$	$\frac{0.60}{0.14} = 4.33$	$\frac{0.60}{0.21} = 2.85$	$\frac{0.60}{0.36} = 1.69$	$\frac{0.60}{1.30} = 0.46$	

Con relación de p x n y r/e ingresamos al diagrama de SONTHERLADN RECSE y obtenemos los valores de C y K , ver DIAGRAMA (APENDICE A).

R	GRUPO I	GRUPO II	GRUPO II	GRUPO VII
C	14.00	5.20	4.50	4.20
K	1	0.92	0.66	0.42

Revisión de esfuerzos

$$\text{Concreto } f_c = 0.45 f'_c = 0.45 \times 250 = 112.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo permisible del acero } = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO		GRUPO I		GRUPO II		GRUPO III		GRUPO VII		U
112.5	$f_c = C \frac{M}{\pi \cdot r^3}$	60.24	Bien	22.44	Bien	39.78	Bien	106.2	Bien	$\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
2100	$f_s = n \cdot f_c \left(\frac{1}{K} - 1 \right)$	0	Bien	16.66	Bien	175.01	Bien	1252	Bien	$\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Los esfuerzos por cada grupo son menores al permisible, se acepta la sección propuesta.

3.11.3 Cálculo del área de acero necesaria

$$A_s = p \times \pi \times r^2 \qquad A_s = 0.026 \times \pi \times 60^2 = 294 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas del No. 12C, con $a_v = 11.4 \text{ cm}^2$.

No. De varillas

$$\text{No. vars} = \frac{294}{11.40} = 26 \text{ Varillas}$$

Separación:

$$S_{\text{paq}} = \frac{\text{Perímetro de armado}}{\text{No. de varillas}} = \frac{110 \times \pi}{26} = 13.3 \text{ cm}$$

3.12 REVISIÓN POR CORTANTE

1.- VE

$$Vx_{(1-2)} = \frac{8.14 + 8.46}{13.56} = 1.224 \text{ Ton}$$

$$Vx_{(3-4)} = \frac{8.64 + 8.72}{13.56} = 1.280 \text{ Ton}$$

$$Vx_{(5-6)} = \frac{8.49 + 8.64}{13.56} = 1.263 \text{ Ton}$$

$$Vx_{(7-8)} = \frac{8.64 + 8.72}{13.56} = 1.280 \text{ Ton}$$

$$Vx_{(9-10)} = \frac{8.14 + 8.46}{13.56} = 1.224 \text{ Ton}$$

$$Vy = 0.478 \text{ Ton}$$

2.- 0.3VE

$$Vx_{(1-2)} = \frac{2.44 + 2.54}{13.56} = 0.367 \text{ Ton}$$

$$Vx_{(3-4)} = \frac{2.59 + 2.62}{13.56} = 0.384 \text{ Ton}$$

$$Vx_{(5-6)} = \frac{2.55 + 2.59}{13.56} = 0.379 \text{ Ton}$$

$$Vx_{(7-8)} = \frac{2.59 + 2.62}{13.56} = 0.384 \text{ Ton}$$

$$Vx_{(9-10)} = \frac{2.44 + 2.54}{13.56} = 0.367 \text{ Ton}$$

$$Vy = 0.143 \text{ Ton}$$

3.- VCV

$$Vx_{(1-2)} = \frac{3.82 + 3.97}{13.56} = 0.575 \text{ Ton}$$

$$Vx_{(3-4)} = \frac{4.06 + 4.09}{13.56} = 0.601 \text{ Ton}$$

$$Vx_{(5-6)} = \frac{3.98 + 4.05}{13.56} = 0.592 \text{ Ton}$$

$$Vx_{(7-8)} = \frac{4.06 + 4.09}{13.56} = 0.601 \text{ Ton}$$

$$V_{x_{(9-10)}} = \frac{3.82 + 3.972}{13.56} = 0.575 \text{ Ton}$$

$$V_y = \frac{1.126}{5} = 0.225 \text{ Ton}$$

4.- F

$$V_x = 0 \qquad V_y = \frac{38.71}{2} = 19.36 \text{ Ton}$$

5.- TTs

$$V_x = 0.3V_x = 0.3 \times 11.0 = 3.30 \text{ Ton} \qquad V_y = 11.0 \text{ Ton}$$

6.- TTc

$$V_x = 0.3V_x = 0.3 \times 1.58 = 0.474 \text{ Ton} \qquad V_y = 1.58 \text{ Ton}$$

GRUPO I f = 100%										
CARGA	COL. EXTREMA		COL. INTERMEDIA		COL. INTERMEDIA		COL. INTERMEDIA		COL. EXTREMA	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
CM y Pp	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
CV + I	0.30		0.30		0.30		0.30		0.30	
E.T.		0.000		0.000		0.000		0.000		0.000
Total	0.80	0.000	0.80	0.000	0.80	0.000	0.80	0.000	0.80	0.000

GRUPO II f = 125%										
CARGA	COL. EXTREMA		COL. INTERMEDIA		COL. INTERMEDIA		COL. INTERMEDIA		COL. EXTREMA	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
CM y Pp	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
E.T										
VE	2.224	0.478	1.280	0.478	1.263	0.478	1.280	0.478	1.224	0.478
Total	1.724	0.478	1.780	0.478	1.763	0.478	1.780	0.478	1.724	0.478
1/1.25	1.379	0.382	1.424	0.382	1.410	0.382	1.424	0.382	1.379	0.382

GRUPO III f = 125%										
CARGA	COL. EXTREMA		COL. INTERMEDIA		COL. INTERMEDIA		COL. INTERMEDIA		COL. EXTREMA	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
GRUPO I	0.80		0.80		0.80		0.80		0.80	
FR		0.54		0.54		0.54		0.54		0.54
F										
0.3VE	0.367	0.143	0.384	0.143	0.379	0.143	0.384	0.13	0.367	0.143
VCV	0.575	0.225	0.601	0.225	0.592	0.225	0.601	0.225	0.575	0.225
Total	1.742	0.908	1.785	0.908	1.771	0.908	1.785	0.908	1.742	0.908
1/1.25	1.394	0.726	1.428	0.726	1.417	0.726	1.428	0.726	1.394	0.726

GRUPO VII f = 133%										
CARGA	COL. EXTREMA		COL. INTERMEDIA		COL. INTERMEDIA		COL. INTERMEDIA		COL. EXTREMA	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
CM y Pp	0.50		0.50		0.50		0.50		0.50	
ET										
0.3TTs	3.30	11	3.30	11	3.30	11	3.30	11	3.30	11
0.3TTc	0.474	1.58	0.474	1.58	0.454	1.58	0.454	1.58	0.454	1.58
Total	4.274	12.58	4.274	12.58	4.274	12.58	4.274	12.58	4.274	12.58
1/1.33	3.313	9.46	3.313	9.46	3.313	9.46	3.313	9.46	3.313	9.46

Cortante máximo

GRUPO I	0.800 Ton	
GRUPO II	1.424 Ton	
GRUPO III	1.428 Ton	
GRUPO VII	9.460 Ton	RIGE

3.12.1 Cortante permisible

$$V = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

$$V = \frac{9460}{0.9 \times 9503} = 1.11 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante que absorbe el concreto:

$$V_{rc} = 0.25\sqrt{f_c}$$

$$V_{rc} = 0.25\sqrt{250} = 3.95 \text{ kg/cm}^2$$

1.11 < 3.95 no se requiere de acero por cortante.

Por especificación y como mínimo se Utilizarán varillas del No. 4C, en 1 rama con $a_v = 1.27 \text{ cm}^2$.

Separación:

$$S = \frac{0.8 \times 1 \times 1.27 \times 2100}{1.00 \times 110} = 19 \text{ cm} \therefore S = 15 \text{ cm}$$

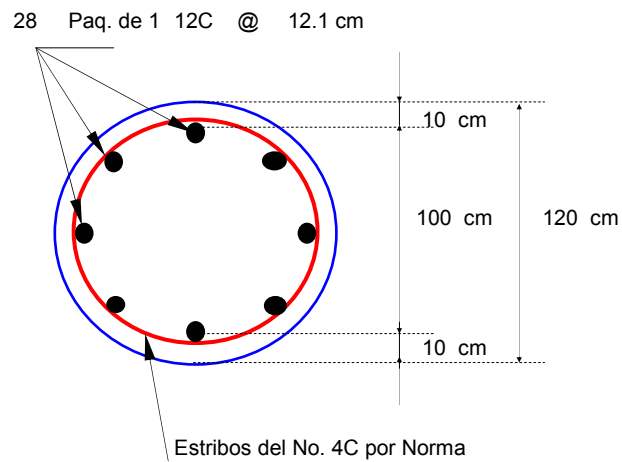
Se colocaran varillas 4C @ 15 cm.

3.12.2 Armado del pilote colado en sitio

Longitud de cuerda = 314 cm.

Separación mínima = 3/4 de diámetro de la varilla.

$$3.81 (0.75) = 2.86 \text{ cm} < 12.1 \text{ cm} \quad \text{Bien.}$$



Por especificación:

A. 48ϕ S de $=1.27 \times 48 = 60.96 \text{ cm}$

B. La mitad de la dimensión del pilote = 55 cm.

La separación de estribos quedara en la parte central a cada 45cm. Y en los extremos a cada 25cm.

Longitud en la que se reducirá a la mitad la separación de los estribos:

- A. $1/6$ de la altura del pilote = 226cm
- B. Dimensión transversal máxima = 120cm
- C. 60cm por especificación

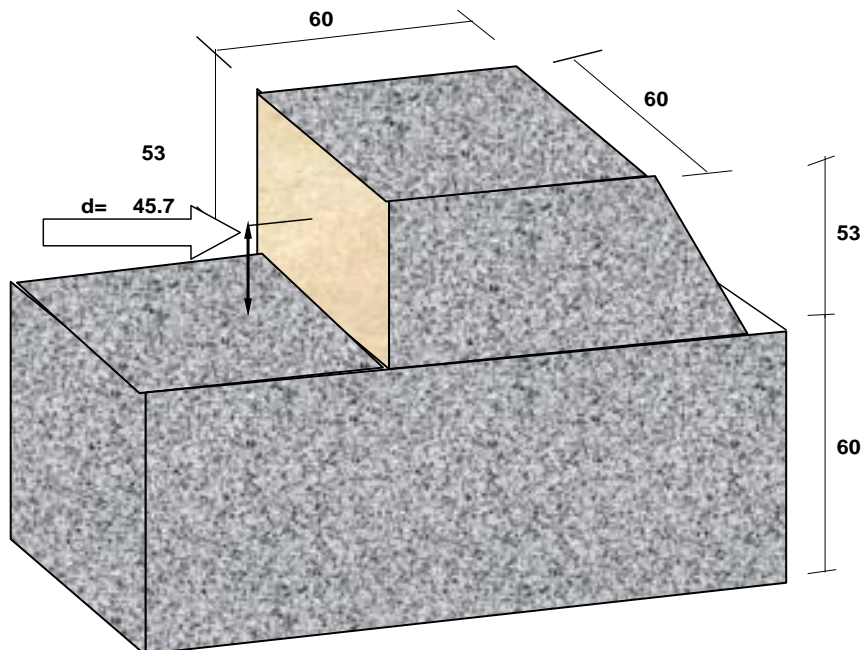
Por lo tanto se dejara una longitud en los extremos del pilote: 250cm

En donde se reducirá a la mitad la separación de estribos a cada 23 cm.

3.13 DISEÑO DE TOPE SISMORESISTENTE

3.13.1 Dimensiones propuestas

El brazo por donde pasa la fuerza del sismo, por lo regular es al centro de la placa.



Constantes de cálculo

$$f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_c}{E_s} = \frac{15100\sqrt{250}}{2040000} = 8.54$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2100}{8.54 \cdot 100}} = 0.29$$

$$j = \frac{1-k}{3} = 1 - \frac{0.29}{3} = 0.90$$

$$K = 0.5 \cdot f_c \cdot k \cdot j = 0.5 \cdot 1000 \cdot 0.29 \cdot 0.90 = 13.07$$

3.13.2 Peso de toda la estructura

Carga Permanente (CM)	$\frac{442.46}{2} = 221.23$	Ton
Carga viva (CV)	$\frac{107.08}{2} = 53.54$	Ton
Cortante ultimo (Vu)	$221.23 + 53.54 = 274.77$	Ton

Se tienen dos topes en un sentido, de manera que se afecta la carga entre 2.

3.13.3 Fuerza sísmica

$$\text{Coeficiente sísmico (C)} = 0.36$$

$$\text{Factor de ductilidad (Q)} = 4$$

$$F_S = \frac{V_u \times C}{Q} = \frac{274.77 \times 0.36}{4} = 24.73 \text{ Ton}$$

3.13.4 Momento máximo

$$M=24730 \times 45.7=1130161 \text{ kg-cm}$$

3.13.5 Área de acero requerido

Recubrimiento = 4 cm.

$$A_s = \frac{1130161}{2100 \times 0.90 \times 56} = 10.68 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del No. 5C; $a_v = 1.98 \text{ cm}^2$

$$\text{Novars} = \frac{10.68}{1.98} = 5.45 \approx 6 \text{ vars.}$$

$$S = \frac{60 \times 1.98}{10.68} = 11 \text{ cms.}$$

Proponiendo varillas del No. 5C @ 10 cm; $a_v = 11.88 \text{ cm}^2$

3.13.6 Revisión del peralte

$$a = \sqrt{\frac{2}{f_c \cdot k \cdot J}}$$

$$a = \sqrt{\frac{2}{100 \cdot 0.29 \cdot 0.90}} = 0.28$$

$$d = a \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$d = 0.28 \sqrt{\frac{1130161}{60}} = 38.43 \text{ cm}$$

38.43 < 53 cm. Peralte por donde pasa la fuerza, se acepta.

3.13.7 Revisión por cortante

$$V = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

$$V = \frac{24.73 \times 1000}{60 \times 56} = 7.36 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante que absorbe el concreto:

$$V_{rc} = 0.25\sqrt{f_c}$$

$$V_{rc} = 0.25\sqrt{250} = 3.95 \text{ kg/cm}^2$$

7.36 > 3.95 se requiere de acero por cortante (Estribos).

Proponiendo varillas del No. 3C en 2 ramas; $a_v = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 0.9 \times 2100}{3.41 \times 56} = 12 \text{ cms.}$$

Proponiendo varillas del No. 3C @ 10 cm.

3.13.8 Revisión por Cortante-Fricción

Se revisará considerando cortante de fricción debido a la colocación de los concretos en diferentes tiempos.

U – Depende del material a unir, en este caso será 1.

El área requerida por cortante fricción será:

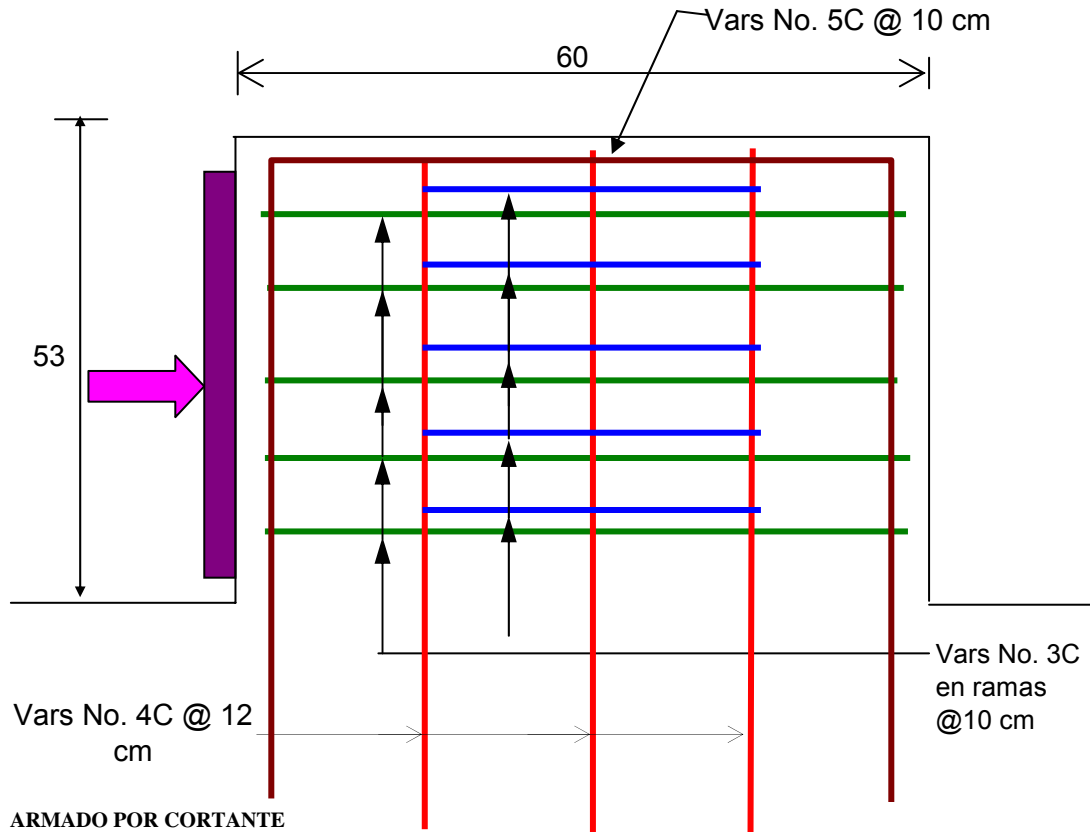
$$A_{vf} = \frac{V}{f_s \times u} \quad A_{vf} = \frac{24.73 \times 1000}{2100 \times 1} = \frac{11.78}{2} = 5.89 \text{ cm}^2$$

Se considera que pudiera producirse una grieta a lo largo del plano del cortante, el esfuerzo por cortante se considerará perpendicular a la grieta considerada.

Proponiendo varillas del No. 4C en 2 ramas; $a_v = 1.27 \text{ cm}^2$

Proponiendo varillas del No. 4C @ 12 cm.

3.13.9 Armado del tope sismorresistente



(Estas dimensiones se ajustan en el plano)

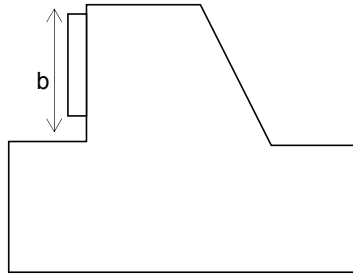
Las dimensiones de todos los armados antes referidos se ajustan en el plano definitivo.

3.14 PLACAS DE NEOPRENO EN TOPES DE CABALLETE

3.14.1 Carga de diseño

$$V = 24.73 \text{ Ton}$$

3.14.2 Dimensiones



$$N(1 \times 1.27) + (2 \times 0.32) + A(2 \times 0.32) = 2.54 \text{ cm}$$

Donde:

N – Placas de neopreno

A – Placas de acero.

Dimensiones en planta:

Condición:

$$5h \leq a \leq 10h$$

h – Altura total del dispositivo = 4.2cm

a – Dimensión del lado paralelo al eje longitudinal, del apoyo.

$$12.70 \leq a \leq 31.75$$

Se propone a = 15cm

Área necesaria del dispositivo, considerando un esfuerzo promedio permisible de la placa de 100kg/cm².

$$\text{Área} = \frac{24730 \text{ kg}}{100 \text{ kg/cm}^2} = 247.30\text{cm}^2$$

b – Dimensión del lado perpendicular al eje longitudinal, del apoyo.

$$b = \frac{\text{Área}}{a} = \frac{247.30}{15} = 16.49 \text{ cm}$$

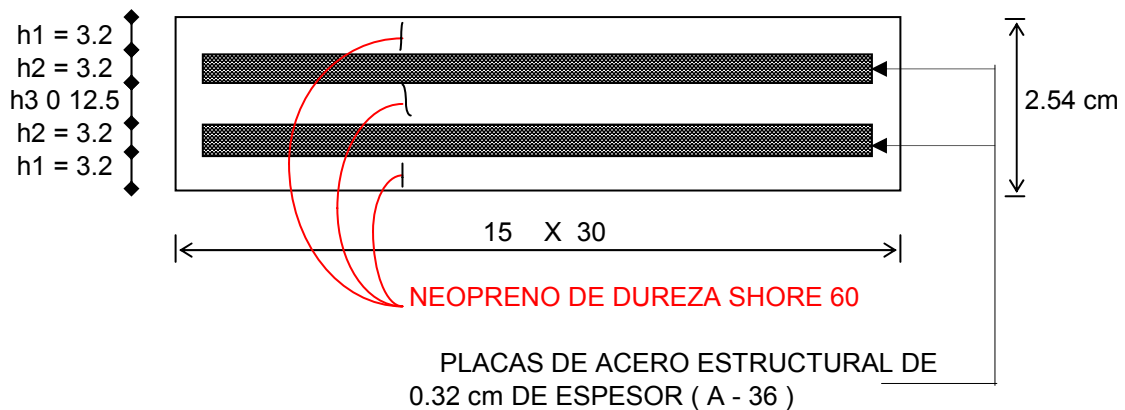
Como b ≥ a; se propone el valor de b = 30cm, que corresponde a una dimensión comercial.

3.14.3 Revisión de esfuerzos

$$\text{Esfuerzo real} = \frac{24730 \text{ kg}}{15\text{cm} \times 30\text{cm}} = 55\text{kg/cm}^2$$

Se aceptan las dimensiones.

$$\text{Esfuerzo permisible} = \frac{8(15\text{cm})(30\text{cm})}{1.3(15\text{cm}+30\text{cm})} = 62\text{kg/cm}^2$$



CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 INTRODUCCIÓN

El objeto de este trabajo ha sido con la finalidad, del desarrollo de los criterios de diseño en los puentes, con base a estudios tales como, de factibilidad y de campo. Que de acuerdo a ello se llevo a la elaboración de tres anteproyectos, considerando el más óptimo para su diseño y tomando en cuenta su eficiencia, funcionalidad y estética, además de los costos de sus diferentes elementos que lo constituye.

4.2 CONCLUSIONES

En el diseño de puentes o de cualquier obra civil, se tendrán varias posibilidades de elección de una estructura con determinadas características, las decisiones tomadas serán con criterios y fundamentos que solidifiquen al proyecto como consecuencia de investigaciones previamente realizadas.

En cuanto al análisis, con el objeto de tener un proyecto lo más apegado a la realidad, se diseño con fundamentación a las normas siguientes:

- Manual de diseño de obras civiles de la comisión federal de electricidad (CFE).
- Normas y especificaciones para puentes emitidas por la secretaria de comunicaciones y transportes (SCT).

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATIONS OFFICIALS (AASTHO).

Esta última, no obstante en México se utilizan, para el proyecto de puentes, las cargas móviles de diseño que se usan son las denominadas T3-S3 Y T3-S2-R4, que identifican camiones reales como tránsito está permitido en las carreteras federales del país.

Es de carácter optativo, de manera que, cuando el ingeniero, bajo su responsabilidad, la invoca en un proyecto determinado, se convierte en especificaciones obligatorias para ese proyecto, teniéndose libertad de utilizar otros criterios, métodos, procedimientos y materiales que no estén contenidos en la normativa, siempre y cuando estén respaldados por un estudio técnico que los justifique.

La estructura se ubica de acuerdo a características del sitio y con respecto al trazo del camino, cumpliendo con los objetivos principales que debe reunir una obra de esta magnitud, es decir, como vía de comunicación y como estructura.

4.3 RECOMENDACIONES

- La elección del tipo se lleva mediante: su función utilitaria, función estructural, exigencia estética y limitación económica.
- Identificar las necesidades existentes.
- Acumulación de los estudios de campo.
- Formulación de alternativas posibles.
- Análisis de estados alternativos: valuación física y económica.

- Elección de la superestructura, estará determinada de acuerdo a aspectos: topográficos, del área bajo el puente, de tránsito y de construcción.
- Dejar una base para futuros proyectos.
- Respaldarse de programas de vanguardia para los cálculos estructurales del proyecto.

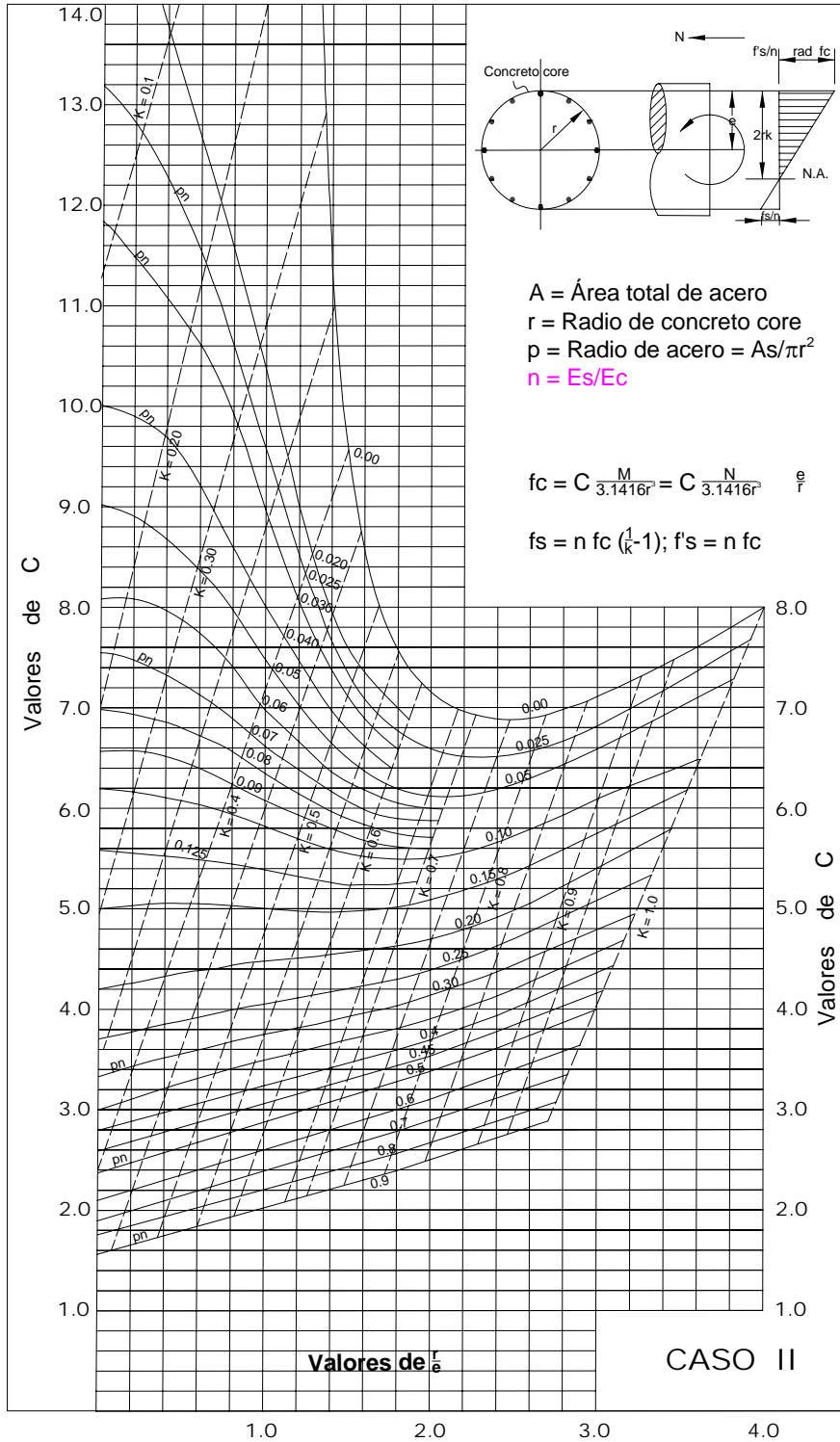
BIBLIOGRAFÍA

1. Terzaghi K and Peck R B 1969 **Soil Mechanics in Engineering Practice** John Wiley and sons New York pp. 225-230
2. Zeevaert L 1982 **Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions** 2nd Edition Van Nostrand Reinhold Co New York pp. 320-463
3. Comisión Federal de Electricidad Instituto de investigaciones de la industria eléctrica 1969 **Manual de Diseño de Obras civiles** México
4. Comisión Federal de Electricidad Instituto de investigaciones de la industria eléctrica 1983 **Manual de Diseño de Obras civiles** Sección C – Estructuras Diseño por Sismo México pp. 1.3.126
5. T Y Lin 1965 **Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado** Editorial CECSA México pp. 547
6. Tesis Barios ESIA ZACATENCO
7. Dan E Branson **Diseño de Vigas de Concreto Preesforzado** IMCYC A C pp. 62-86
8. ing. Carlos Crespo Villalaz 2004 **Caminos Ferrocarriles Aeropuertos Puentes y Puertos** Tercera edición Editorial limusa México pp. 663-680
9. Ricardo Lasso 1960 **Procedimientos de Construcción de Puentes** México pp.15-46
10. Arthur H Nilson 1962 **Diseño de estructuras de concreto preesforzado** Editorial limusa 17-48, 49-78
11. STANDARD SPECIFICATIONS for HIGHWAY BRIDGES 1996 **AASHTO SIXTEENTH EDITION**

12. Secretaria de Comunicaciones y Transportes 1984 ***Normas técnicas para el proyecto de puentes carreteros*** Tomo I México
13. Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos ***Diseño de puentes para vehículos*** Tomo IV Y VI pp. 563
14. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos 1983 ***Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes*** SMMS México pp. 15-46
15. D' Appolonia E, D' Appolonia D J and Ellison R D 1975 ***Drilled Piers. Foundation Engineering Handbook*** Edited by Winterkorn H F and Fang H Y New York pp. 68-118

APÉNDICE A

DIAGRAMA SONTHERLADN RECSE



Bending and direct Stress

Caso II Sección circular

APÉNDICE B

ALTERNATIVAS PLANOS

- ❖ **Plano A-1 Alternativa con pilotes**
- ❖ **Plano A-2 Alternativa dos**

APÉNDICE C

LISTA DE PLANOS

- ❖ **Plano general**
- ❖ **Plano de losa lado izquierdo**
- ❖ **Plano de trabe pretensada**
- ❖ **Plano de diafragma izquierdo**
- ❖ **Plano de caballete izquierdo**
- ❖ **Plano de muro mecánicamente estabilizado**
- ❖ **Plano de conos de derrame**
- ❖ **Plano de detalles puente izquierdo y derecho**
- ❖ **Plano de accesos**
- ❖ **Plano de defensas metálicas**