

41121
10



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON**

**“PROYECTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE “RIO
LERMA” LOCALIZADO EN EL KM 85+900 DE LA
CARRETERA IRAPUATO – GUADALAJARA, TRAMO
PENJAMO – LA PIEDAD, EN IRAPUATO, GTO.”**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A:
GABRIEL FERNANDEZ GARCIA

ASESOR: ING. VICENTE HERNANDEZ SANCHEZ

MEXICO

2003

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

A



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**TESIS CON
FALLA DE
ORIGEN**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

GABRIEL FERNANDEZ GARCIA
PRESENTE.

En referencia a su atento escrito de fecha 19 de septiembre del año en curso, por el que solicita autorización para cambio de título de su trabajo de tesis, mismo que propone se denomine "PROYECTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE 'RIO LERMA' LOCALIZADO EN EL KM 85+900 DE LA CARRETERA IRAPUATO - GUADALAJARA, TRAMO PÉNJAMO - LA PIEDAD, EN IRAPUATO, GTO.", dirigido por el profesor, Ing. VICENTE HERNÁNDEZ SÁNCHEZ, con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

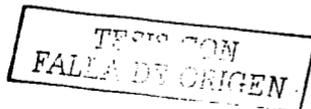
ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, a 20 de septiembre del 2002.
LA DIRECTORA


ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



- C p Secretaría Académica.
C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
C p Asesor de Tesis.

LTG/AIR/vr



B

DEDICATORIA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

A DIOS.

Porque cada vez que lo he necesitado Él ha estado allí, junto a mí, apoyándome, fortaleciéndome día a día.

Así he podido entender que sin su ayuda nunca hubiera alcanzado mis metas. Es por eso que le doy las gracias y le dedico este trabajo.

A continuación dejo en la mente de las personas que consulten esta Tesis, los dos versículos de la Biblia que más me han ayudado en toda mi vida académica y personal.

- Todo lo puedo en Cristo que me fortalece (*Filipenses 4.13*)
- Mira que te mando que te esfuerces y seas valiente; no temas ni desmayes, porque Jehová, tu Dios, estará contigo dondequiera que vayas (*Josué 1.9*)

A LA MEMORIA DE MI ABUELITA. ELODIA GARCÍA.

Por la educación que me dio, sus consejos y amor.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

AGRADECIMIENTOS

TESIS CON
FALSA DE ORIGEN

A MIS PADRES. DORA GARCÍA Y LUIS FERNÁNDEZ.

Por su amor, paciencia, dedicación e invaluable consejos. Por darme principios espirituales, morales y éticos, los cuales me he esforzado en poner en práctica y he podido ver resultados satisfactorios.

A YESENA CABRERA.

Por tu amor incondicional. Por tu paciencia, apoyo y compañía en todos estos años. Por ayudarme a orar en los momentos difíciles y siempre impulsarme a salir adelante. Es por eso mi amor que me siento afortunado al tenerte a mi lado, te amo.

A MIS HERMANAS. MARTHA, NELLY Y ADRI.

Gracias por todos sus consejos, amor y cuidados. Por confiar en mí todo el tiempo.

A MI HERMANO. FIDEL ANTONIO GARCÍA.

Por todos los momentos divertidos que hemos compartido. Por su amistad y ayuda incondicional y desinteresada.

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

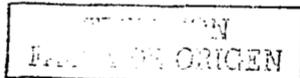
Por haberme alojado dentro de sus aulas y darme la oportunidad de obtener conocimientos útiles para mi vida profesional.

AL ASESOR DE MI TESIS. ING. VICENTE HERNÁNDEZ SÁNCHEZ

Agradezco su tiempo, conocimiento y consejo que fueron fundamentales para poder desarrollar de una manera óptima esta Tesis.

A LA PLANTILLA DE PROFESORES DE LA UNAM CAMPUS ARAGÓN.

Por sus conocimientos y dedicación que ayudaron a mi formación como Ingeniero Civil. Por enseñarme a amar esta carrera.



INDICE

JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO	1
OBJETIVO	2
INTRODUCCIÓN	3
I. GENERALIDADES	5
II. ESTUDIOS PREVIOS	8
II.1 Datos de Localización	8
II.2 Estudios Topohidráulicos	9
II.3 Estudios de Cimentación	11
II.4 Estudios de Tránsito	14
II.5 Resumen	15
III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	20
III.1 Losa	20
III.2 Trabe Preforzada	26
III.3 Diafragma	60
III.4 Apoyos de Neopreno	63
IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA	67
IV.1 Pila	79
IV.2 Zapata	85
IV.3 Pila de Cimentación	88
IV.4 Caballete	88
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	99
ANEXO. Planos Constructivos	100
APÉNDICE A. Diagramas SAP2000	108
APÉNDICE B. Tablas SCT - IMT	112
APÉNDICE C. Gráficas ACI	116
BIBLIOGRAFÍA	120

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Debido a que existe poca bibliografía que trate el tema de los puentes, y la gran mayoría que hay se encuentra en idioma inglés, es necesario la elaboración de trabajos como este, desarrollando soluciones a diversos problemas de una manera detallada.

OBJETIVO

Servir como fuente de consulta para todos aquellos profesionistas y estudiantes que tienen cierto grado de conocimientos en el análisis y diseño estructural de puentes.

Mostrar los elementos que se necesitan para conformar planos constructivos de un puente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

INTRODUCCIÓN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

INTRODUCCIÓN

En nuestro país, como en todas las naciones del orbe, uno de los principales problemas en el curso de la historia ha sido el de las vías de comunicación. La importancia de éstas es vital para el progreso de un país, como medios que favorecen una mayor explotación y un mejor aprovechamiento de los recursos naturales de las poblaciones que ligan, además de llevar a éstas beneficios de carácter económico, social y cultural.

Las vías de comunicación están constituidas, entre otros, por los caminos, en cuya formación se consideran principalmente pavimentos, terracerías, puentes y obras menores de drenaje. Los puentes podrían definirse como las estructuras de drenaje más espectaculares de una vía terrestre que se construyen sobre vías de comunicación para salvar un curso de agua, una depresión del terreno u otra vía de comunicación.

Considerados como signo de los tiempos, los puentes han jugado un papel primordial en el dominio que el hombre ha buscado sobre la naturaleza desde las más remotas edades.

Por otra parte se sabe que una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada.

El diseño estructural consiste en determinar las dimensiones y características de los elementos de una estructura para que ésta cumpla cierta función con un grado de seguridad razonable, comportándose además satisfactoriamente una vez en condiciones de servicio.

Es por eso que los puentes, que son obras de ingeniería civil muy importantes para la sociedad, deben cumplir con una seguridad razonable, una resistencia adecuada, estética y con una economía justa.

CAPÍTULO I

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



GENERALIDADES

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

I. GENERALIDADES

Para la elaboración del proyecto de un puente es necesario realizar previamente estudios Topohidráulicos, de Cimentación, de Tránsito y de Construcción.

• ESTUDIOS TOPOHIDRÁULICOS.

- a) Planta general del cruce, en donde se puede observar las ventajas y desventajas del trazo.
- b) Planta detallada del cruce a mayor escala.
- c) Perfil de construcción.
- d) Secciones hidráulicas, aguas arriba y aguas abajo, así como en el cruce.
- e) Gasto hidráulico máximo, velocidad de llegada, elevaciones de NAMin, NAMO, y NAD.
- f) Perfil probable de socavación durante las crecientes.
- g) Dimensiones de cuerpos flotantes.
- h) Influencia de puentes y presas cercanas, si existen.

• ESTUDIOS DE CIMENTACIÓN.

- a) Perfil estratigráfico del cruce.
- b) Profundidad de las aguas freáticas.
- c) Perfil de socavación (general y local).
- d) Alternativas de cimentación de acuerdo a la capacidad de carga y asentamientos.

• ESTUDIOS DE TRÁNSITO.

- a) El ancho de la carretera irá de acuerdo al aforo vehicular y a la importancia del camino.
- b) Definir el peso máximo permisible del camión de acuerdo al camino en estudio.

• ESTUDIOS DE CONSTRUCCIÓN.

- a) Analizar los caminos de acceso a la obra.
- b) Localizar los bancos de materiales, así como la disponibilidad del agua, mano de obra y los sueldos que se pagan en la región.

• LA LONGITUD DE UN PUENTE DEPENDE DE:

- a) La capacidad hidráulica.
- b) Las dimensiones de los cuerpos flotantes.
- c) Recomendaciones de cimentación.
- d) Cruce obligado.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO II

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



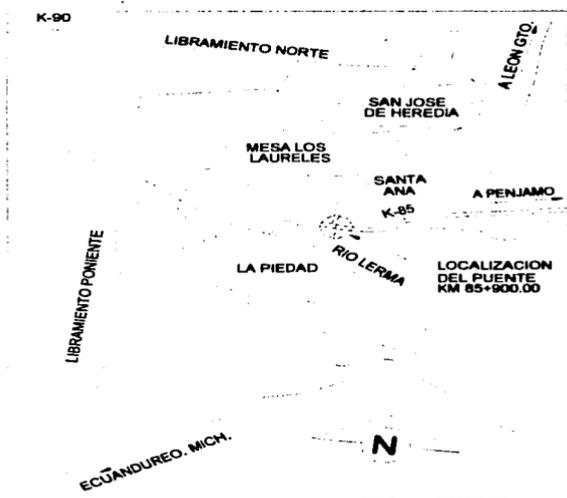
ESTUDIOS PREVIOS

II. ESTUDIOS PREVIOS

II.1 DATOS DE LOCALIZACIÓN.

Cruce: Puente Río Lerma
KM: 85+900
Carretera: Irapuato - Guadalajara
Tramo: Pénjamo - La Piedad
Origen: Irapuato, Gto.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



ORIGEN DE LOCALIZACIÓN

S/E

LOCALIZACIÓN

II. ESTUDIOS PREVIOS

II.2 ESTUDIOS TOPOHIDRÁULICOS.

La corriente nace a 516 km del sitio del cruce y desemboca a 113 km en la Laguna de Chapala. No provoca influencia hidráulica en el cruce. El área de la cuenca drenada hasta el cruce es de 35,662 km² y pertenece a la Región Hidráulica No.12 (Río Lerma), según clasificación de la SARH. En la zona de cruce, la vegetación se puede clasificar como cultivos y pastizales y el tipo de terreno es sensiblemente plano. El cauce en la zona de cruce es: Estable, encajonado y sensiblemente recto.

En un estudio realizado por la CNA, se determinó que la capacidad del cruce principal del Río Lerma en las cercanías de la Piedad, Mich., era de 200 m³/s. Por lo anterior, y con el propósito de proteger contra inundaciones zonas agrícolas, poblados ejidales ribereños de los Estados de Michoacán y Guanajuato, así como áreas urbanas de la Piedad, Mich. y Sta. Ana Pacueco, Gto., se construyó hace algunos años el cauce de alivio denominado "La Quinta Guadalupe", de 2.6 km de longitud, pendiente 0.0015, ancho de plantilla 35 m, taludes 2:1 y una capacidad máxima de 1000 m³/s. Dicho cauce se terminó en 1981 y el control se lleva a cabo mediante compuertas localizadas a 7.0 km aguas arriba del cruce en estudio. En crecientes extraordinarias se abren las compuertas del cauce Quinta Guadalupe, y se cierran las del cauce del Río Lerma, las cuales así se mantienen la mayor parte del tiempo y solamente se abren para fines de limpieza del cauce. El escurrimiento es de carácter torrencial. Tipo y longitud máxima de los cuerpos flotantes: Troncos de hasta 10 m. El periodo de lluvias en la región comprende los meses de: junio a septiembre.

II.2.1 ESTUDIO HIDROLÓGICO.

Como ya se mencionó, en un estudio realizado por la CNA, se determinó que la capacidad hidráulica del cauce principal del río Lerma es de 200 m³/s, mismo que se recomienda como de diseño, por lo que no es posible efectuar el estudio hidrológico.

Se obtuvo un caudal máximo de 200 m³/s asociado a un periodo de retorno de 100 años.

II.2.2 ESTUDIO HIDRÁULICO.

Nivel de aguas mínimas, Namin:	Cauce seco.
Nivel de aguas ordinarias, NAO:	1664.07 m
Nivel de aguas de diseño, NAD:	1665.35 m

Secciones levantadas:	Una, en el cruce.
Gasto obtenido:	172.00 m ³ /s
Velocidad máxima:	3.00 m ³ /s

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La información de los niveles de agua utilizados en los cálculos fue proporcionada por vecinos del lugar que habitan en las cercanías del cruce desde más de 40 años.

II. ESTUDIOS PREVIOS

II.3 ESTUDIOS DE CIMENTACIÓN.

II.3.1 EXPLORACIÓN Y MUESTREO.

Cuatro sondeos con máquina perforadora, uno mixto (SM) alternando tubo Shelby de 10 cm de diámetro (norma ASTM D1587-74) con penetración estándar (Norma ASTM D1586-67) y tres (SP) con este último procedimiento: El SP-1 en el km 85+851.50 sobre el eje de proyecto, con elevación de brocal 1665.91 m, hasta 14.20 m de profundidad; el SP-2 en el km 85+880 sobre el eje de proyecto, con elevación de brocal 1661.58 m, hasta 12.40 m de profundidad; el SP-3 en el km 85+910 sobre el eje de proyecto, con elevación de brocal 1661.43 m, hasta 12.30 m de profundidad; y el SM-4 en el km 85+950 sobre el eje de proyecto, con elevación de brocal 1666.91, hasta 15.70 m de profundidad.

Tipo de muestras: Alteradas representativas, no representativas e inalteradas.

Profundidad del nivel freático: No se detectó a la profundidad explorada de los sondeos SP-1 y SM-4. En el sondeo SM-2, se tuvo un tirante de agua de 2.03 m y en el sondeo SM-3 un tirante de 1.50 m.

II.3.2 PRUEBAS DE LABORATORIO EFECTUADAS.

- Humedad natural.
- Límites de plasticidad.
- Granulometría por mallas.
- Porcentaje de finos.
- Compresión simple.
- Consolidación unidimensional
- Resistencia al corte con torcómetro de bolsillo.

II.3.3 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- De acuerdo con las características de los materiales detectados, se considera que la cimentación más conveniente es de tipo profundo, la cual puede consistir en pilotes colados en el lugar con excavación previa.
- La elevación de desplante para cada uno de los apoyos de la estructura en proyecto se indican en la siguiente tabla:

II. ESTUDIOS PREVIOS

APOYO No.	ELEVACIÓN DE DESPLANTE (m)
CABALLETE 1	1656.00
PILA 2	1651.00
PILA 3	1652.00
CABALLETE 4	1654.00

- Socavación total : 2.07 m en el cauce.
- Para fines de diseño de pilotes de 1.20 m de diámetro, su capacidad de carga admisible será de 240 ton.
- Asentamientos: Serán del orden de 6 cm, inmediatos en su mayor parte, y no afectarán el comportamiento general de la estructura.
- Las perforaciones para alojar los pilotes colados en el lugar se harán del mismo diámetro que éstos, con sustitución total de suelo por lodo bentonítico.

CON
FUENTE DE ORIGEN

II. ESTUDIOS PREVIOS

II. 4 ESTUDIOS DE TRÁNSITO.

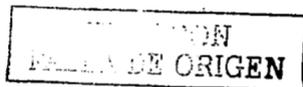
Los estudios de tránsito tienen una relación íntima con todos los aspectos de la técnica de carreteras, tanto urbanas como rurales, pero especialmente con la planificación, con los proyectos, la conservación y operación de las mismas. Ya que involucra el estudio de movimiento del flujo vehicular y peatonal, con el objeto de alcanzar, en las vías urbanas, rurales y sus terminales, un grado óptimo de eficiencia, libertad, rapidez y seguridad.

Los elementos del tránsito son el conductor, el peatón, el vehículo y la vía de circulación.

Se realizaron estudios de origen y destino con el objeto de conocer el comportamiento de los usuarios, tanto en lo que se refiere a la magnitud de las corrientes de tránsito, como a los diversos tipos de vehículos que hacen uso de esta vía.

Los datos que se obtuvieron los siguientes:

- Carretera Tipo A.
- Vehículo de diseño: T3S2R4 (72.5 ton)



II. ESTUDIOS PREVIOS

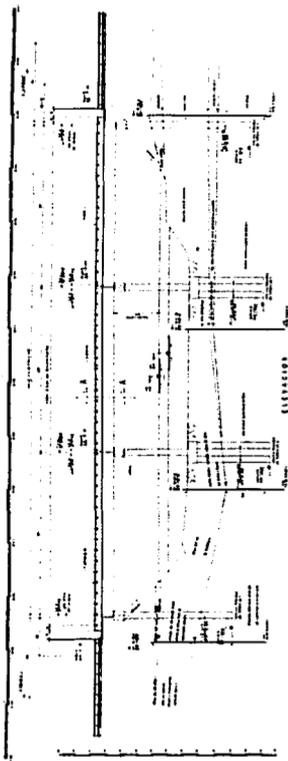
II. 5 RESUMEN

Los datos obtenidos por los estudios realizados permitieron la elaboración de un anteproyecto, el cual finalmente se aprobó como solución definitiva, por lo cual se procede al proyecto definitivo de la estructura tomando como base dichos estudios, lo cual define un puente con las siguientes características:

- a) Alineamiento horizontal.- En tangente, sin influencia de curvas circulares o de transición. Esviajamiento nulo (normal).
- b) Alineamiento vertical.- En una pendiente horizontal (0 %).
- c) Características de la superestructura.- Tres tramos de losa de 20 cm de espesor apoyadas sobre ocho trabes de concreto presforzado AASHTO Tipo IV, de 30 m de claro cada uno. Ancho total de 13.06 m y carga móvil T3S2R4 de 72.5 ton en dos vías.
- d) Características de la subestructura.- Dos caballetes de concreto reforzado con cimentación pilote - columna. Dos pilas de concreto reforzado apoyadas sobre una cimentación mixta (zapata - pilote).

TRES CON
E. DE ORIGEN

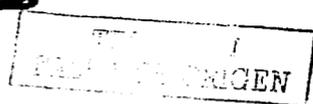
II. ESTUDIOS PREVIOS



RESUMEN

CAPÍTULO III

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

En el diseño de los miembros estructurales tanto de concreto armado como de concreto presforzado se revisará por la teoría elástica. Se emplean las normas técnicas para el proyecto de puentes carreteros establecidas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

De acuerdo con los estudios previos, el puente se resolverá con tramos de superestructura a base de losa de concreto reforzado trabajando en colaboración con ocho traveses de concreto presforzado de 30.00 m de claro. Se tendrá un ancho de calzada de 7.00 m, acotamientos de 2.50 m y un ancho total de 12.00 m. La superestructura se apoyará sobre dos caballetes extremos a base de cabezales de concreto sobre pilas de cimentación coladas en sitio y también se apoyará sobre dos pilas intermedias a base de una columna ovalada con cabezal volado, y ésta a su vez sobre una zapata cimentada sobre pilas de cimentación coladas en sitio.

III. A. LOCALIZACIÓN.

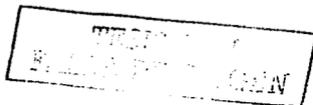
Los apoyos se localizarán como se indica a continuación:

Caballote No.1	Est. 85+856.55
Pila No.2	Est. 85+886.97
Pila No.3	Est. 85+917.81
Caballote No.4	Est. 85+948.23

III.B. DATOS GEOMÉTRICOS

Elevación de rasante terminada en cada eje de apoyos.

PUNTO	ESTACIÓN	RASANTE ELEV. (m)
Caballote No.1	85+856.55	1672.756
Pila No.2	85+886.97	1672.787
Pila No.3	85+917.81	1672.878
Caballote No.4	85+948.23	1672.862



III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

III.1. LOSA

- DATOS:

$$E_s = 1968600 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- CÁLCULO DE CONSTANTES.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{1968600}{2.1 \times 10^5} = 9.4$$

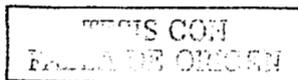
$$f_s = 0.5 f_y = 0.5 \times 4200 = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 f_c = 0.4 \times 250 = 100 \text{ kg/cm}^2$$

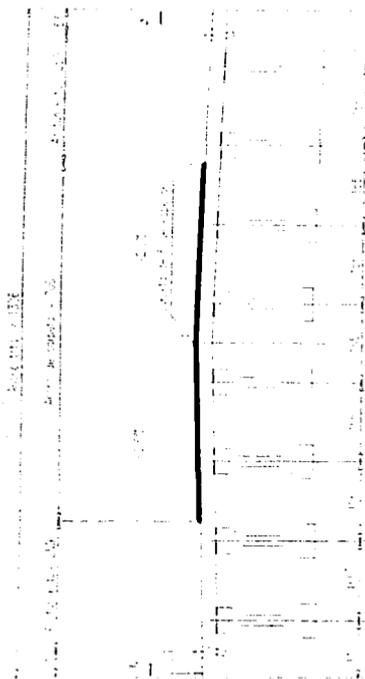
$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2100}{9.4 \times 100}} = 0.31$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.31}{3} = 0.9$$

$$K = \frac{f_c}{2} j k = \frac{100}{2} \times 0.9 \times 0.31 = 13.95 = 14.0 \text{ kg/cm}^2$$



III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA



TESIS EN
FALLA DE ORIGEN

SIN ESCALA
COTAS EN CM

L O S A

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

• CÁLCULO DEL MOMENTO DE LOSA ENTRE TRABES

$$\begin{aligned} \text{Losa } (1.0 \times 0.2 \times 2.4) &= 0.48 \text{ t/m} \\ \text{Carpeta } (1.0 \times 0.1 \times 2.2) &= \underline{0.22 \text{ t/m}} \\ W_r &= 0.70 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$l = S = 1.55 - 0.5 + 0.2 = 1.25 \text{ m} = 4.10 \text{ ft}$$

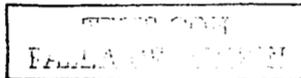
$$M_{CM} = \frac{0.7 (1.25)^2}{10} = 0.11 \text{ t-m}$$

$$M_{CV+I} = \frac{4.10 + 2}{32} (7.26)(1.3) = 1.80 \text{ t-m}$$

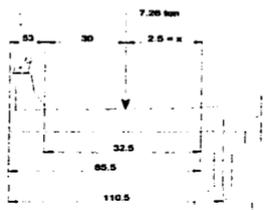
$$M_{TOTAL} = 0.11 + 1.80 = 1.91 \text{ t-m/m}$$

• CÁLCULO DEL MOMENTO LOSA EN VOLADIZO

CARGA	P (t/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (t-m/m)
Losa (0.855 x 0.2 x 2.4)	0.410	0.428	0.175
Carpeta (0.325 x 0.1 x 2.2)	0.072	0.163	0.012
Parapeto (0.075)	0.075	0.590	0.044
Guarnición (0.28 x 2.4)	0.672	0.590	0.396
		M_{CM} =	0.627 t-m/m



III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA



SIN ESCALA
COTAS EN CM

$$E = 0.8 (0.025) + 1.143 = 1.163$$

$$M_{CV-1} = \frac{7.26}{1.163} (0.025)(1.3) = 0.203 \text{ t-m/m}$$

$$M_{TOTAL} = 0.627 + 0.203 = 0.830 \text{ t-m/m}$$

$$\therefore \text{Rige el Momento entre Trabas} = 1.91 \text{ t-m/m}$$

• REVISIÓN DEL PERALTE

$$d = \frac{1.91 \times 10^5}{14 \times 100} = 11.68 \text{ cm}$$

$$d_{PROP.} = 20 - 5 = 15 \text{ cm} > 11.68 \text{ cm} \quad \therefore \text{BIEN}$$

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

ARMADO DE LA LOSA

• REFUERZO PRINCIPAL

$$A_{s_{mn}} = \frac{14}{f_y} b d = \frac{14}{4200} \times 100 \times 15 = 5.0 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1.91 \times 10^5}{2100 \times 0.9 \times 15} = 6.74 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \therefore \text{RIGE}$$

Armando con vs # 4C $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 1.27}{6.74} = 18.84 \text{ cm} \quad (\text{vs No. 4C @ 18})$$

• ACERO POR DISTRIBUCIÓN

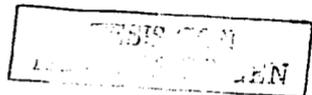
$$\% = \frac{220}{3.28 S} \leq 0.67\%$$

$$\% = \frac{220}{3.28 \times 1.25} = 109\% \quad \therefore \text{RIGE EL } 67\%$$

$$A_{\text{DIST.}} = 0.67 \times 6.74 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Armando con vs No. 4C $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 \times 1.27}{4.52} = 28.00 \text{ cm} \quad (\text{vs No. 4C @ 28})$$



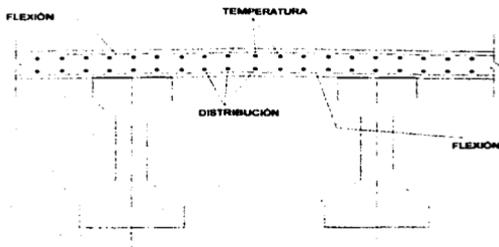
III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

- **ACERO POR TEMPERATURA**

$$A_{TEMP.} = 0.002 bh = 0.002 \times 100 \times 20 = 4.0 \text{ cm}^2$$

Armando con vs No. 4C $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 \times 1.27}{4.00} = 32.00 \text{ cm} \quad (\text{vs No. 4C @ 30})$$



TESIS
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

III.2. TRABE PRESFORZADA

El *presfuerzo* es la creación intencional de esfuerzos permanentes o de larga duración en un elemento con el fin de mejorar su comportamiento estructural bajo diversas condiciones de carga.

El *concreto presforzado* combina las características más convenientes del concreto y del acero, de tal manera que el primero trabaja básicamente a compresión, *solicitación a la* cual es altamente resistente, y el segundo trabaja a tensión, acción ante la cual tiene su mejor desempeño.

Un elemento de concreto se *presfuerza* induciéndole esfuerzos de compresión previos a la aplicación de las cargas de servicio en las zonas donde se espera que existan tensiones, de tal manera que bajo la acción de dichas cargas el valor de las tensiones esperadas se reduce o incluso se anula, a parte por lo anteriormente comentado se puede decir que el principio básico del *presfuerzo* es la inducción de esfuerzos previos en lugares convenientes a fin de contrarrestar aquellas producidas por la acción de las cargas a las que se someterá la estructura, lo cual da por resultado que ésta presente un desempeño estructural más eficiente.

• ESFUERZOS PERMISIBLES

El proyecto de elementos *presforzados* se basa, generalmente, en una resistencia máxima de $f_c = 34.4737$ MPa (350 kg/cm² aprox.), pero quedará a juicio del ingeniero proyectista incrementar este valor hasta 41.3885 Mpa (415 kg/cm² aprox.) si considera razonable obtener dicha resistencia. Pueden atribuirse al concreto resistencias mayores en determinados casos específicos, por lo que el ingeniero deberá estar absolutamente seguro de que la calidad de los materiales y la fabricación sea controlada para conseguir la resistencia requerida.

a) *Acero de presfuerzo*. Esfuerzos temporales, previos a las pérdidas debidas a escurrimiento plástico y a contracciones.....0.70 f's

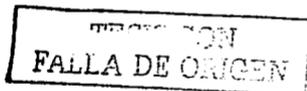
Esfuerzo máximo al tensar.....f's = 0.75 f's

Esfuerzo máximo en operación.....f's = 0.6 f's

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

Compresión.....0.60 f'ci

Tensión.....1.6 f'ci



III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

c) *Concreto. Esfuerzos para cargas de servicio posteriores a las pérdidas.*

Compresión.....0.40 $f'c$

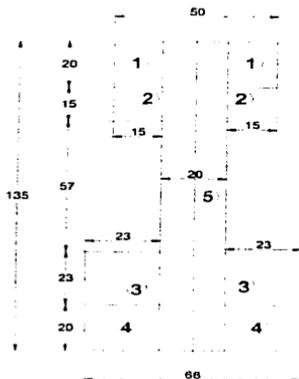
Tensión.....0.8 $f'c$

• **DATOS DE PROYECTO.**

Claro:	30.00 m
Longitud total:	30.60 m
Ancho total:	13.06 m
Ancho de calzada:	7.00 m
Ancho de guarniciones:	0.53 m
Espesor de la losa:	0.20 m
Espesor de la carpeta:	0.10 m (para cálculo)
Separación entre traves:	1.55 m
No. de traves:	8
No. de carriles:	2
Tipo de carga viva:	T3-S2-R4 (72.5 ton, en los dos carriles)
Especificaciones:	SCT (AASHTO – 1996)
$f'c$ de la losa:	250 kg/cm ²
$f'c$ de la trabe:	380 kg/cm ²
E_c =	210000 kg/cm ²
E_s =	1968600 kg/cm ²

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN SIMPLE.



TESIS
FALLA DE COMPRESION

TRABE AASHTO TIPO IV
SIN ESCALA, COTAS EN CM

FIGURA	AREA (m ²)	y (m)	A y (m ²)	I ₀ (m ⁴)	d (m)	d ² (m ²)	A d ² (m ⁴)
1	0.0600	1.2500	0.07500	0.0002000	0.6350	0.4032	0.02419
2	0.0225	1.1000	0.02475	0.000281	0.4850	0.2352	0.00529
3	0.0529	0.2767	0.01463	0.0001555	0.3383	0.1144	0.00905
4	0.0920	0.1000	0.00920	0.0003067	0.5150	0.2652	0.02440
5	0.2700	0.6750	0.18225	0.0410063	0.0600	0.0036	0.00097
Σ	0.4974		0.30683	0.0418998			0.06060

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

$$y_1 = \frac{\sum A y}{\sum A} = \frac{0.30583}{0.4974} = 0.615 \text{ m}$$

$$y_2 = 1.35 - 0.615 = 0.735 \text{ m}$$

$$I = \sum I_0 + \sum A d^2 = 0.0416966 + 0.0609 = 0.1026 \text{ m}^4$$

$$S_1 = \frac{I}{y_1} = \frac{0.1026}{0.615} = 0.167 \text{ m}^3$$

$$S_2 = \frac{I}{y_2} = \frac{0.1026}{0.735} = 0.14 \text{ m}^3$$

• PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN COMPUESTA.

- 1) $\frac{1}{4} L = 30/4 = 7.5 \text{ m}$
- 2) Sep. entre traveses : 1.55 m \therefore RIGE
- 3) $12 t = 12 (0.2) = 2.4 \text{ m}$

$$F.E. = \frac{f'c \text{ losa}}{f'c \text{ trabe}} = \frac{250}{380} = 0.811$$

$$B_x = 0.811 \times 1.55 = 1.26 \text{ m}$$

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

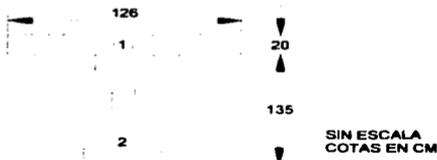


FIGURA	AREA (m ²)	y (m)	Ay (m ²)	Io (m ⁴)	d (m)	d' (m)	Ad' (m ³)
1	0.2520	1.450	0.365	0.00064	0.5546	0.306	0.078
2	0.4974	0.615	0.306	0.10260	0.2804	0.079	0.039
Σ	0.7494		0.671	0.10344			0.117

$$y_1 = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{0.671}{0.7494} = 0.8954\text{m}$$

$$y_2 = 1.35 - 0.8954 = 0.4546 \quad y'_1 = 1.55 - 0.8954 = 0.6546\text{m}$$

$$I = \sum Io + \sum Ad^2 = 0.10344 + 0.117 = 0.220\text{m}^4$$

$$S_x = \frac{I}{y_1} = \frac{0.220}{0.8954} = 0.246\text{m}^3$$

$$S_x' = \frac{I}{y_2} = \frac{0.220}{0.4546} = 0.484\text{m}_3$$

$$S_x'' = \frac{I}{y_1'} = \frac{0.220}{0.6546} = 0.336\text{m}^3$$

TIPO CON
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

• RESUMEN

SECCION SIMPLE

$$S_{s,s}=0.14m^3$$

$$S_{i,s}=0.167m^3$$

SECCION COMPUESTA

$$S_{s,c}=0.484m^3$$

$$S_{i,c}=0.246m^3$$

$$S'_{s,c}=0.336m^3$$

TRABE COP
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

• ANÁLISIS DE CARGAS MUERTAS

Losa	$(13.06 \times 0.2 \times 2.4)/8 =$	0.784 t/m/trabe
Carpeta	$(12.0 \times 0.1 \times 2.2)/8 =$	0.330 t/m/trabe
P.P. trabe	$(0.4974 \times 2.4) =$	1.194 t/m/trabe
Parapeto	$0.15/8 =$	0.019 t/m/trabe
Guarnición	$(0.24 \times 2.4 \times 2)/8 =$	0.144 t/m/trabe
Diafragma	$(1.42 \times 2.4 \times 0.3) =$	1.022 t/diafragma

• ELEMENTOS MECÁNICOS POR CARGA MUERTA

$$M_{P.P. \text{ TRABE}} = \frac{1.194 \times 30^2}{8} = 134.33 \text{ t-m}$$

$$M_{LOSA} = \frac{0.784 \times 30^2}{8} = 88.20 \text{ t-m}$$

$$M_{DIAFRAGMA} = \frac{1.022 \times 30^2}{4} = 7.67 \text{ t-m}$$

$$M_{CMA} = \frac{0.33 \times 30^2}{8} + \frac{0.019 \times 30^2}{8} + \frac{0.144 \times 30^2}{8} = 55.46 \text{ t-m}$$

$$V_{P.P. \text{ TRABE}} = \frac{1.194 \times 30}{2} = 17.91 \text{ ton}$$

$$V_{LOSA} = \frac{0.784 \times 30}{2} = 11.76 \text{ ton}$$

$$V_{DIAF.} = \frac{1.022}{2} = 0.51 \text{ ton}$$

$$V_{CMA} = \frac{0.33 \times 30}{2} + \frac{0.019 \times 30}{2} + \frac{0.144 \times 30}{2} = 7.40 \text{ ton}$$

HECHO CON
FOLIA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

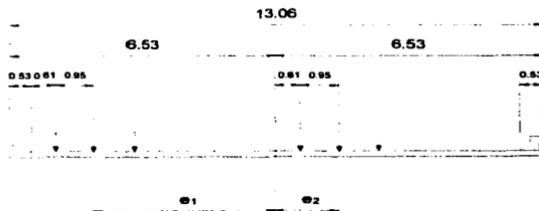
➤ ANÁLISIS DE CARGA VIVA

• FACTOR DE CONCENTRACIÓN (MÉTODO DE COURSON)

En este método se considera que los diafragmas son infinitamente rígidos por lo que no se deformarán, sólo sufrirán "desplazamientos de cuerpo rígido" donde sus ejes permanecerán siempre rectos antes y después de las cargas.

Las vigas tienen que ser del mismo material y momento de inercia.

Cálculo de excentricidades respecto al centro del claro.



SECCIÓN TRANSVERSAL

COTAS EN METROS

$$e_1 = 6.53 - 0.53 - 0.61 - 0.95 = 4.44 \text{ m}$$

$$e_2 = -0.61 - 0.95 = -1.56 \text{ m}$$

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

En base a la siguiente fórmula se obtuvo el factor de concentración más desfavorable el cual fue el de la primera viga analizada.

$$F.C. = \frac{1}{n} \left[1 + 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \frac{e}{S} \right]$$

donde:

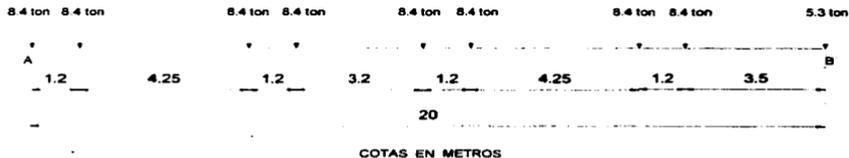
n; Número total de vigas
 i; Número de viga analizada
 e; Excentricidad de la carga
 S; Separación entre vigas.

	1 ^{er} . Carril	2 ^o . Carril
F.C.	0.364	0.041

• **IMPACTO.**

$$I = \frac{15.24}{38.1+30} = 0.224 \quad \therefore I = 1.22 < 1.3$$

Cálculo del Momento máximo que genera un camión T3-S2-R4 (72.5 ton) a su paso por un claro de 30 m.



III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

$$M = F d$$

$$d = \frac{M}{\Sigma F}$$

ΣM_A con respecto al tren de cargas.

$$\Sigma M_A = 8.4 \times 1.2 + 8.4 \times 5.45 + 8.4 \times 6.65 + 8.4 \times 9.85 + 8.4 \times 11.05 + 8.4 \times 15.30 + 8.4 \times 16.5 + 5.3 \times 20$$

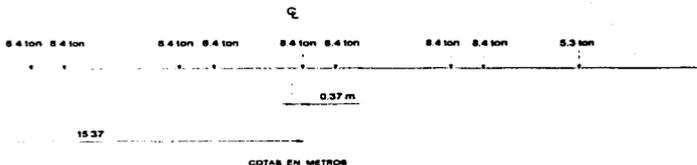
$$\Sigma M_A = 660.40 \text{ t-m}$$

$$d = \frac{660.40}{72.5} = 9.11 \text{ m}$$

• Cálculo de la equidistancia

Posición de la rueda cercana respecto a A = 9.85 m

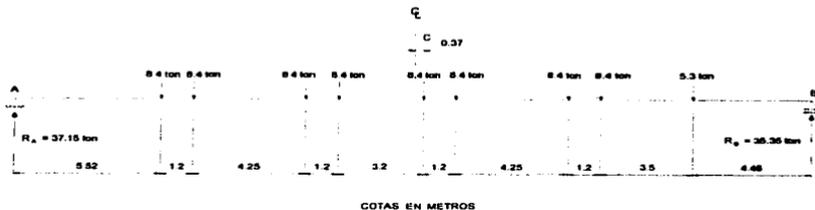
$$x = \frac{9.85 - 9.11}{2} = 0.37 \text{ m} \text{ a partir del centro del claro.}$$



De acuerdo a la equidistancia calculada la llanta del camión se coloca del centro del claro hacia adelante. Y se continua con el cálculo de las reacciones.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA



$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Sigma M_A = (8.4 \times 5.52) + (8.4 \times 6.72) + (8.4 \times 10.97) + (8.4 \times 12.17) + (8.4 \times 15.37) + (8.4 \times 16.57) + (8.4 \times 20.82) + (8.4 \times 22.02) + (5.3 \times 25.52) - (R_B \times 30) = 0$$

$$R_B = 35.35333 \text{ ton}$$

$$R_A = 37.14667 \text{ ton}$$

• **MOMENTO MÁXIMO.**

$$\Sigma M_C = 0$$

$$\Sigma M_C = 37.14667 \times 15.37 - 8.4 \times 9.85 - 8.4 \times 8.65 - 8.4 \times 4.4 - 8.4 \times 3.2 = 351.704 \text{ t-m}$$

$$\therefore M_{\max} = 351.704 \text{ t-m}$$

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

Cálculo del Cortante Máximo que genera un camión T3S2R4 (72.5 ton) a su paso por un claro de 30 m en base a líneas de influencia.



DISTANCIAS (m)	y
30.00 - 1.20 = 28.80	28.80/30 = 0.96000
28.80 - 4.25 = 24.55	24.55/30 = 0.81833
24.55 - 1.20 = 23.35	23.35/30 = 0.77833
23.35 - 3.20 = 20.15	20.15/30 = 0.67167
20.15 - 1.20 = 18.95	18.95/30 = 0.63167
18.95 - 4.25 = 14.70	14.70/30 = 0.49000
14.70 - 1.20 = 13.50	13.50/30 = 0.45000
13.50 - 3.50 = 10.00	10.00/30 = 0.33333

P = CARGA (ton)	Y	P y (ton)
8.4	1.00000	8.40000
8.4	0.96000	8.06400
8.4	0.81833	6.87397
8.4	0.77833	6.53797
8.4	0.67167	5.64203
8.4	0.63167	5.30603
8.4	0.49000	4.11600
8.4	0.45000	3.78000
5.3	0.33333	1.76665
		$\Sigma = 60.487$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$V_{max} = 60.487 \text{ ton}$

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

MOMENTO Y CORTANTE DE DISEÑO (considerando la misma carga en los dos carriles).

$$M_{DIS} = [(351.704 \times 0.364) + (351.704 \times 0.041)](1.22) = 173.78 \text{ t-m}$$

$$V_{DIS} = [(50.487 \times 0.364) + (50.487 \times 0.041)](1.22) = 24.95 \text{ ton}$$

> DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS POR CARGA MUERTA Y VIVA

• PESO PROPIO

$$\sigma_s = \frac{134.33}{0.14} = 959.50 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_l = - \frac{134.33}{0.167} = - 804.37 \text{ t/m}^2$$

• LOSA

$$\sigma_s = \frac{88.20}{0.14} = 630.00 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_l = - \frac{88.20}{0.167} = - 528.14 \text{ t/m}^2$$

• DIAFRAGMA

$$\sigma_s = \frac{7.67}{0.14} = 54.79 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_l = - \frac{7.67}{0.167} = - 45.93 \text{ t/m}^2$$

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

• CARGA MUERTA ADICIONAL

$$\sigma_s = \frac{55.46}{0.484} = 114.59 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = - \frac{55.46}{0.246} = - 225.45 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_s = \frac{55.46}{0.338} = 165.06 \text{ t/m}^2$$

• CARGA VIVA

$$\sigma_s = \frac{173.78}{0.484} = 359.05 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = - \frac{173.78}{0.246} = - 706.42 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_s = \frac{173.78}{0.338} = 517.20 \text{ t/m}^2$$

➤ CÁLCULO DE LA FUERZA DE PRESFUERZO APROXIMADA.

$$F = -804.37 - 528.14 - 45.93 - 225.45 - 706.42 = - 2310.31 \text{ t/m}^2$$

suponiendo $y_a = 10 \text{ cm}$

$$e = 0.615 - 0.10 = 0.515 \text{ m}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{A} + \frac{P \times e}{S_{is}} - 2310.31$$

suponiendo $\sigma_i = 100 \text{ t/m}^2$

$$100 = \frac{P}{0.4974} + \frac{P \times 0.515}{0.167} - 2310.31 \quad \therefore P = 473.14 \text{ ton}$$

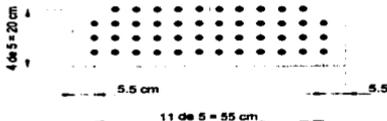
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

considerando 25% de pérdidas para obtener el número de torones para resistir la fuerza P

$$19 (0.987) (\# \text{ tor}) [0.75 - 0.75(0.25)] = 473.14 \text{ ton}$$

tor = 45 torones; por simetría: **46 torones**



• EXCENTRICIDADES REALES

$$y_a = \frac{12(5 + 10 + 15) + 10(20)}{46} = 12.17 \text{ cm}$$

$$e = 0.615 - 0.1217 = 0.49 \text{ cm}$$

• CÁLCULO DE LA FUERZA REAL GENERADA POR TORONES

$$P = 46 (0.987) (0.55) (19) = 474.45 \text{ ton}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

- **CÁLCULO DE ESFUERZOS GENERADOS POR EL PREFUERZO.**

$$M = 474.45 (0.49) = 232.48 \text{ t-m}$$

$$\sigma_{s, \text{PRESF.}} = \frac{474.45}{0.4974} - \frac{232.48}{0.14} = -706.71 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{i, \text{PRESF.}} = \frac{474.45}{0.4974} + \frac{232.48}{0.167} = 2345.96 \text{ t/m}^2$$

- **RESUMEN**

CARGA	σ_s (t/m ²)	σ_s ACUER. (t/m ²)	σ_i (t/m ²)	σ_i ACUER. (t/m ²)	σ'_s (t/m ²)	σ'_s ACUER. (t/m ²)
P.P.	959.50		-804.37			
Prefuerzo	-706.71	252.79	2345.96	1541.59		
Losas	630.00	662.79	-526.14	1013.45		
Diaphragma	54.79	937.58	-45.93	967.52		
CMA	114.59	1062.17	-225.45	742.07	165.06	
CV	359.05	1411.22	-706.42	35.65	517.20	662.26

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

➤ CÁLULO DE PÉRDIDAS DE PRESFUERZO.

Hasta el momento se ha considerado constante la fuerza de preesfuerzo a lo largo de todo el cable en las diferentes etapas expuestas; existen sin embargo caídas de esfuerzo en el acero de los cables, esto origina, consecuentemente, una pérdida de presfuerzo.

Estas pérdidas son ocasionadas por:

- a) Deformación instantánea del concreto.
 - b) Deformación diferida del concreto.
 - c) Deformación por contracción del concreto.
 - d) Relajación del acero.
-
- a) Deformación instantánea del concreto o deformación elástica, es aquella que sufre el concreto al comprimirse, simultáneamente a la aplicación de la fuerza de presfuerzo, y por lo tanto, al acortarse la longitud de la pieza, el cable pierde parte de la deformación que se le dio para lograr el esfuerzo previsto.
 - b) Deformación diferida del concreto, también conocida como deformación por flujo plástico o fluencia lenta del concreto. Es aquella que se verifica en el concreto debido a una aplicación permanente de carga o esfuerzo, y que se caracteriza por ser de una rapidez de variación decreciente, siendo máxima en los primeros instantes y tendiendo a cero conforme pasa el tiempo.
 - c) La deformación por contracción del concreto puede considerarse de dos tipos:
 - c.1) Contracción por variación de humedad, la cual puede ser reversible; sin embargo, en la práctica se considera irreversible, pues en condiciones normales el concreto no recupera el agua que se pierde por la desecación que ocurre después del colado y curado.
 - c.2) Contracción por efecto de las reacciones químicas entre los elementos que forman el concreto, durante el proceso de endurecimiento. Esta contracción tiene un valor muy inferior a la primera, por lo que, para fines prácticos, únicamente se toma en cuenta la variación de humedad.
- Estos dos tipos de contracción se verifican rápidamente en los primeros días, y después de un cierto periodo de tiempo se aproximan a un valor máximo.
- d) Las deformaciones por relajación del acero, son muy semejantes a las de flujo plástico en el concreto, generándose por un comportamiento viscoelástico del material, producido por la intensidad y tiempo de aplicación de la carga.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

1) RELAJACIÓN DEL ACERO (INICIAL)

$$t_1 = 1/24 \text{ días}$$

$$t_2 = 18/24 \text{ días}$$

$$f_{pu} = 19000 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f_{py} = 17100 \text{ kg/cm}^2 \quad \leftarrow \quad f_{py} = 0.90 f_{pu}$$

$$(f_{st} / f_{py}) - 0.55 = 0.2833 > 0.05 \quad \therefore \text{BIEN.}$$

$$RET = f_{st} \left\{ \left[\frac{\log 24 t_2 - \log 24 t_1}{45} \right] \right\} \times \left[\frac{f_{st}}{f_{py}} - 0.55 \right]$$

$$RET = 14250 \left\{ \left[\frac{\log (24 \times 0.75) - \log (24 \times 0.042)}{45} \right] \right\} \times \left[\frac{14250}{17100} - 0.55 \right]$$

$$RET = 112.32 \text{ kg/cm}^2$$

2) ACORTAMIENTO ELÁSTICO

$$25.279 \text{ kg/cm}^2$$

$$135 \text{ cm}$$

$$y_s = 12.17 \text{ cm}$$

$$154.159 \text{ kg/cm}^2$$

$$154.159 - 25.279 = 128.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{128.88}{135} = \frac{f_x}{135 - 12.17} \quad \Rightarrow \quad f_x = 117.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cr} = 117.26 + 25.279 = 142.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES = \frac{1968600}{285290} (142.54) = 983.58 \text{ kg/cm}^2$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

Pérdida inicial total.

$$\Delta_{INIC.} = 1095.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\% \Delta_{INIC.} = \frac{1095.90}{0.55(19000)} = 0.11 \quad \Rightarrow \quad 11 \%$$

REVISIÓN DE LA ETAPA INICAL

$$P = 46 (0.987) (19000) [0.75 - 0.75(0.11)] = 575811 \text{ kg} \approx 575.81 \text{ ton}$$

RECALCULANDO ESFUERZOS POR PRESFUERZO.

$$M = 575.81 (0.49) = 282.15 \text{ t-m}$$

$$\sigma_{S, PRESF.} = \frac{575.81}{0.4974} - \frac{282.15}{0.14} = -857.72 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{I, PRESF.} = \frac{575.81}{0.4974} + \frac{282.15}{0.167} = 2847.16 \text{ t/m}^2$$

ESFUERZOS PERMISIBLES

$$f_{ci} = 0.90 (380) = 342 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 0.6 (342) = 205 \text{ kg/cm}^2 \approx 2050 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_t = 1.6 \cdot 342 = 29.59 \text{ kg/cm}^2 \approx 296 \text{ t/m}^2$$

COMPARANDO ESFUERZOS

$$\sigma_s = -857.72 + 959.50 = 101.78 \text{ t/m}^2 < 296 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{BIEN}$$

$$\sigma_i = 2847.16 - 804.37 = 2042.79 \text{ t/m}^2 < 2050 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{BIEN}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

3) PÉRDIDA POR CONTRACCIÓN EN EL CONCRETO.

$$SH = 17000 - 150 (80) = 5000 \text{ lb/in}^2 \approx 361.64 \text{ kg/cm}^2$$

4) PÉRDIDA POR FLUJO PLÁSTICO EN EL CONCRETO.

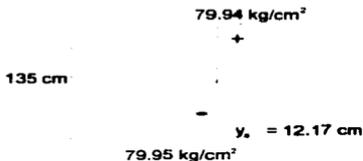
Considerando esfuerzos por Losa, Diafragma y CMA.

$$\sigma_{L.D.s} = 684.79 \text{ t/m}^2 \qquad \sigma_{CMA.s} = 114.59 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{L.D.i} = -574.07 \text{ t/m}^2 \qquad \sigma_{CMA.i} = -225.45 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_s = 799.38 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = -799.52 \text{ t/m}^2$$



$$\frac{79.94 + 79.95}{135} = \frac{79.95}{y} \quad \Rightarrow \quad y = 67.50 \text{ cm}$$

$$\frac{79.95}{67.50} = \frac{fcd}{67.50 - 12.17} \quad \Rightarrow \quad fcd = 65.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$CRc = 12(142.54) - 7(65.54) = 1251.70 \text{ kg/cm}^2$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

5) PÉRDIDA POR RELAJACIÓN DEL ACERO.

$$CR_s = 351.85 - 0.1(983.58) - 0.05(1251.70 + 351.54) = 173.33 \text{ kg/cm}^2$$

• PÉRDIDA TOTAL

$$\Delta_T = 1095.90 + 351.54 + 1251.70 + 173.33 = 2872.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\% \Delta_T = \frac{2872.47}{0.55(19000)} = 0.275 \Rightarrow 28\%$$

• REVISIÓN DE LA ETAPA EN SERVICIO

$$P_{\text{FINAL}} = 46 (0.987) (19000) [0.75 - 0.75(0.275)] = 469059 \text{ kg} \approx 469.06 \text{ ton}$$

$$M = 469.06 (0.49) = 229.84 \text{ t-m}$$

$$\sigma_s = \frac{469.06}{0.4974} - \frac{229.84}{0.14} = -698.69 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = \frac{469.06}{0.4974} + \frac{229.84}{0.167} = 2319.31 \text{ t/m}^2$$

• RESUMEN DE LA ETAPA FINAL

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CARGA	σ_s (t/m ²)	σ_s ACYS. (t/m ²)	σ_i (t/m ²)	σ_i ACYS. (t/m ²)	σ'_s (t/m ²)	σ'_s ACYS. (t/m ²)
P.P.	959.50		- 804.37			
Presfuerzo	- 698.69	260.81	2319.31	1514.94		
Loss	630.00	890.81	- 528.14	988.80		
Diafragma	54.79	945.80	- 45.93	940.87		
CMA	114.59	1060.19	- 225.45	715.42	165.06	
CV	359.05	1419.24	- 708.42	9.00	517.20	682.28

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

• REVISIÓN DE ESFUERZOS PERMISIBLES EN LA ETAPA DE SERVICIO.

$$\sigma_c = 0.4(380) = 152 \text{ kg/cm}^2 \approx 1520 \text{ t/m}^2 > 1419.24 \text{ t/m}^2 \therefore \text{BIEN}$$

$$\sigma_r = 0.8 \cdot 380 = 304 \text{ kg/cm}^2 \approx 3040 \text{ t/m}^2 > 9.00 \text{ t/m}^2 \therefore \text{BIEN}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

➤ ETAPAS DE DESADHERENCIA

$$x_i = \frac{L}{2} \cdot \frac{\text{Torones desadheridos}}{\text{Torones Totales}}$$

$$L_{BAS} = \frac{L}{2} - x_i$$

$$L_{DUCTO} = \text{culata} + L_{BAS} - 0.0127$$

$$\%M = M_o$$

Arreglo de torones según las etapas de desadherencia



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ETAPA	# Desadheridos	x_i (m)	L_{BAS} (m)	L_{DUCTO} (m)	%M _o
1	6	5.42	9.58	9.25	0.87
2	10	6.99	8.01	7.68	0.78
3	16	8.85	6.15	5.82	0.65
4	22	10.37	4.63	4.30	0.52
5	28	11.28	3.72	3.39	0.43
6	30	12.11	2.89	2.56	0.35

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

➤ REVISIÓN DE LA PRIMERA ETAPA DE DESADHERENCIA

$$P = 40(0.987)(0.55)(19) = 412.57 \text{ ton}$$

• CÁLCULO DE LA NUEVA EXCENTRICIDAD

$$y_s = 11.00 \text{ cm}$$

$$e = 0.505 \text{ m}$$

• CÁLCULO DE ESFUERZOS POR PRESFUERZO.

$$M = 208.35 \text{ t-m}$$

$$\sigma_s = \frac{412.57}{0.4974} - \frac{208.35}{0.14} = -658.76 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = \frac{412.57}{0.4974} + \frac{208.35}{0.167} = 2077.06 \text{ t/m}^2$$

• CÁLCULO DE ESFUERZOS PARA LAS DEMÁS CARGAS.

$$M_{P.P.} = 0.87(134.33) = 116.87 \text{ t-m}$$

$$M_{LOSA} = 0.87(88.20) = 76.73 \text{ t-m}$$

$$M_{DIAF.} = 0.87(7.67) = 6.67 \text{ t-m}$$

$$M_{CMA} = 0.87(55.46) = 48.25 \text{ t-m}$$

$$M_{CV} = 0.87(173.78) = 151.19 \text{ t-m}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CARGA	σ_s (t/m ²)	σ_s ACUM. (t/m ²)	σ_i (t/m ²)	σ_i ACUM. (t/m ²)	σ_s^2 (t/m ²)	σ_s^2 ACUM. (t/m ²)
P.P.	834.79		-699.82			
Presfuerzo	-658.76	176.63	2077.06	1377.24		
Losa	548.07	724.10	-459.46	917.78		
Diafragma	47.64	771.74	-39.94	677.64		
CMA	99.69	871.43	-198.14	681.70	143.60	
CV	312.38	1183.81	-614.59	67.11	449.97	593.57

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

• COMPARANDO ESFUERZOS

σ_c PERMISIBLE = 296 t/m^2 > 176.03 t/m^2 ∴ BIEN

σ_t PERMISIBLE = 2052 t/m^2 > 1377.24 t/m^2 ∴ BIEN

NOTA : Las etapas restantes de desadherencia (2,3,4,5 y 6) se calcularon de la misma manera mostrada anteriormente, pero ahora se realizó con la ayuda de un programa elaborado en EXCEL 2000, obteniendo los siguientes resultados:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

➤ REVISIÓN DE LA SEGUNDA ETAPA DE DESADHERENCIA

P = 371.31 ton

• CÁLCULO DE LA NUEVA EXCENTRICIDAD

$y_e = 10.00$ cm

e = 0.515 m

• CÁLCULO DE ESFUERZOS POR PRESFUERZO.

M = 191.22 t -m

$\sigma_s = -619.36$ t/m²

$\sigma_t = 1891.53$ t/m²

• CÁLCULO DE ESFUERZOS PARA LAS DEMÁS CARGAS.

M_{P.P.} = 104.78 t -m

M_{LOSA} = 68.80 t -m

M_{DIAF.} = 5.98 t -m

M_{CMA} = 43.26 t -m

M_{CV} = 135.55 t -m

CARGA	σ_s (t/m ²)	σ_s ACUM. (t/m ²)	σ_t (t/m ²)	σ_t ACUM. (t/m ²)	σ_s' (t/m ²)	σ_s' ACUM. (t/m ²)
P.P.	748.43		- 627.43			
Presfuerzo	- 619.36	129.07	1891.53	1264.10		
Losas	491.43	620.50	- 411.96	852.12		
Diaphragma	42.71	663.21	- 35.61	816.31		
CMA	89.38	752.59	- 175.85	640.46	129.75	
CV	280.06	1032.65	- 551.02	89.44	403.42	532.17

• COMPARANDO ESFUERZOS

σ_c PERMISIBLE = 296 t/m² > 129.07 t/m² ∴ BIEN

σ_t PERMISIBLE = 2052 t/m² > 1264.10 t/m² ∴ BIEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

➤ **REVISIÓN DE LA TERCERA ETAPA DE DESADHERENCIA**

$P = 309.42 \text{ ton}$

• **CÁLCULO DE LA NUEVA EXCENTRICIDAD**

$y_e = 9.00 \text{ cm}$

$e = 0.525 \text{ m}$

• **CÁLCULO DE ESFUERZOS POR PRESFUERZO.**

$M = 162.45 \text{ t-m}$

$\sigma_s = -538.28 \text{ t/m}^2$

$\sigma_t = 1594.83 \text{ t/m}^2$

• **CÁLCULO DE ESFUERZOS PARA LAS DEMÁS CARGAS.**

$M_{P.P.} = 87.31 \text{ t-m}$

$M_{LOSA} = 57.33 \text{ t-m}$

$M_{DIAF.} = 4.99 \text{ t-m}$

$M_{CMA} = 36.05 \text{ t-m}$

$M_{CV} = 112.96 \text{ t-m}$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CARGA	σ_s (t/m^2)	σ_s ACUM. (t/m^2)	σ_t (t/m^2)	σ_t ACUM. (t/m^2)	σ_s' (t/m^2)	σ_s' ACUM. (t/m^2)
P.P.	623.64		-522.81			
Presfuerzo	-538.28	88.36	1594.83	1072.02		
Losa	409.50	494.86	-343.29	728.73		
Diaphragma	35.64	530.50	-29.88	698.85		
CMA	74.48	604.98	-148.54	552.31	107.29	
CV	233.39	838.37	-459.19	93.12	336.19	443.48

• **COMPARANDO ESFUERZOS**

$\sigma_c \text{ PERMISIBLE} = 296 \text{ t/m}^2 > 85.36 \text{ t/m}^2 \therefore \text{BIEN}$

$\sigma_t \text{ PERMISIBLE} = 2052 \text{ t/m}^2 > 1072.02 \text{ t/m}^2 \therefore \text{BIEN}$

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

➤ **REVISIÓN DE LA CUARTA ETAPA DE DESADHERENCIA**

$P = 247.54 \text{ ton}$

• **CÁLCULO DE LA NUEVA EXCENTRICIDAD**

$y_a = 7.50 \text{ cm}$

$e = 0.540 \text{ m}$

• **CÁLCULO DE ESFUERZOS POR PRESFUERZO.**

$M = 133.67 \text{ t-m}$

$\sigma_s = -457.12 \text{ t/m}^2$

$\sigma_i = 1298.09 \text{ t/m}^2$

• **CÁLCULO DE ESFUERZOS PARA LAS DEMÁS CARGAS.**

$M_{P.P.} = 69.85 \text{ t-m}$

$M_{LOSA} = 45.86 \text{ t-m}$

$M_{DIAF.} = 3.99 \text{ t-m}$

$M_{CMA} = 28.84 \text{ t-m}$

$M_{CV} = 90.37 \text{ t-m}$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CARGA	σ_s (t/m ²)	σ_s ACUM. (t/m ²)	σ_i (t/m ²)	σ_i ACUM. (t/m ²)	σ_s' (t/m ²)	σ_s' ACUM. (t/m ²)
P.P.	498.93		-418.26			
Presfuerzo	-457.12	41.81	1298.09	879.83		
Losa	327.57	369.38	-274.61	605.22		
Diafragma	28.50	397.88	-23.89	581.33		
CMA	59.59	457.47	-117.24	464.09	85.83	
CV	188.71	646.18	-387.38	96.73	288.96	364.79

• **COMPARANDO ESFUERZOS**

σ_c PERMISIBLE = 296 t/m² > 41.81 t/m² ∴ BIEN

σ_t PERMISIBLE = 2052 t/m² > 879.83 t/m² ∴ BIEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

➤ **REVISIÓN DE LA QUINTA ETAPA DE DESADHERENCIA**

$P = 206.28 \text{ ton}$

• **CÁLCULO DE LA NUEVA EXCENRICIDAD**

$y_a = 7.00 \text{ cm}$

$e = 0.545 \text{ m}$

• **CÁLCULO DE ESFUERZOS POR PRESFUERZO.**

$M = 112.42 \text{ t-m}$

$\sigma_B = -388.28 \text{ t/m}^2$

$\sigma_I = 1087.89 \text{ t/m}^2$

• **CÁLCULO DE ESFUERZOS PARA LAS DEMÁS CARGAS.**

$M_{P.P.} = 57.78 \text{ t-m}$

$M_{LOSA} = 37.93 \text{ t-m}$

$M_{DIAF.} = 3.30 \text{ t-m}$

$M_{CMA} = 23.85 \text{ t-m}$

$M_{CV} = 74.73 \text{ t-m}$

CARGA	σ_a (t/m ²)	σ_a ACUM. (t/m ²)	σ_I (t/m ²)	σ_I ACUM. (t/m ²)	σ'_a (t/m ²)	σ'_a ACUM. (t/m ²)
P.P.	412.57		-345.87			
Presfuerzo	-388.28	24.29	1087.89	742.02		
Losa	270.93	295.22	-227.13	514.89		
Diafragma	23.57	318.79	-19.76	495.13		
CMA	49.28	368.07	-66.95	368.18	70.98	
CV	154.40	522.47	-303.78	94.40	222.41	293.39

• **COMPARANDO ESFUERZOS**

σ_C PERMISIBLE = **296 t/m²** > **24.29 t/m²** ∴ **BIEN**

σ_I PERMISIBLE = **2052 t/m²** > **742.02 t/m²** ∴ **BIEN**

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

✓ REVISIÓN DE LA SEXTA ETAPA DE DESADHERENCIA

$$P = 165.03 \text{ ton}$$

• CÁLCULO DE LA NUEVA EXCENTRICIDAD

$$y_s = 6.25 \text{ cm}$$

$$e = 0.553 \text{ m}$$

• CÁLCULO DE ESFUERZOS POR PRESFUERZO.

$$M = 91.26 \text{ t-m}$$

$$\sigma_s = -320.07 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_t = 878.25 \text{ t/m}^2$$

• CÁLCULO DE ESFUERZOS PARA LAS DEMÁS CARGAS.

$$M_{P.P.} = 47.02 \text{ t-m}$$

$$M_{LOSA} = 30.87 \text{ t-m}$$

$$M_{DIAF} = 2.68 \text{ t-m}$$

$$M_{CMA} = 19.41 \text{ t-m}$$

$$M_{CV} = 60.82 \text{ t-m}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CARGA	σ_s (t/m ²)	σ_s ACUM. (t/m ²)	σ_t (t/m ²)	σ_t ACUM. (t/m ²)	σ_s' (t/m ²)	σ_s' ACUM. (t/m ²)
P.P.	335.86		-281.56			
Presfuerzo	-320.07	15.79	878.25	696.69		
Losa	220.50	236.29	-184.85	411.84		
Diafragma	19.14	255.43	-16.05	395.79		
CMA	40.10	295.53	-78.90	316.89	57.77	
CV	125.66	421.19	-247.24	69.65	181.01	238.78

• COMPARANDO ESFUERZOS

$$\sigma_C \text{ PERMISIBLE} = 296 \text{ t/m}^2 > 15.79 \text{ t/m}^2 \therefore \text{BIEN}$$

$$\sigma_t \text{ PERMISIBLE} = 2052 \text{ t/m}^2 > 696.69 \text{ t/m}^2 \therefore \text{BIEN}$$

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

➤ REVISIÓN POR MOMENTO ÚLTIMO AL CENTRO DEL CLARO

$$M_u = 1.3 \left(M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cv} \right)$$

$$M_{cm} = 134.33 + 88.20 + 7.67 + 55.46 = 285.66 \text{ t-m}$$

$$M_{cv} = 173.78 \text{ t-m}$$

$$M_u = 1.3 \left[285.66 + \frac{5}{3} \times 173.78 \right] = 747.88 \text{ t-m}$$

$$A_s = 46 \times 0.987 = 45.40 \text{ cm}^2$$

$$b = 126 \text{ cm}$$

$$d = (135 + 20) - 12.17 = 142.83 \text{ cm}$$

$$A_t = 126 \times 155 = 19530 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{45.40}{19530} = 0.0023$$

$$f^*_{su} = f_s \left[1 - \left(\frac{\gamma}{\beta} \right) \left(\rho \frac{f_s}{f_c} \right) \right]$$

$$f^*_{su} = 19000 \left[1 - \left(\frac{0.28}{0.8} \right) \left(\frac{0.0023 \times 19000}{380} \right) \right] = 18,235.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f^*_{su}}{0.85 f_c b} = \frac{45.40 \times 18235.25}{0.85 \times 380 \times 126} = 20.34 \text{ cm} > 20.00 \text{ cm de losa}$$

∴ se considera como sección T

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

$$M_n = \left\{ A_s f^* s_u d \left[1 - 0.8 \left(\frac{A_s f^* s_u}{b' d f' c} \right) \right] + 0.85 f' c (b - b') t (d - 0.5 t) \right\}$$

$$M_n = \left\{ 45.40 \times 18235.25 \times 142.83 \left[1 - 0.6 \left(\frac{45.4 \times 18235.25}{20 \times 142.83 \times 380} \right) \right] + 0.85 \times 380 \times (126 - 20) \times 20 \times (142.83 - 0.5 \times 20) \right\}$$

$$M_n = 155,093,410 \text{ kg-cm} \approx 1550.93 \text{ t-m}$$

$$M_R = 0.9 M_n = 0.9 \times 1550.93 = 1395.84 \text{ t-m} > 747.88 \text{ t-m}$$

∴ SE ACEPTA EL PRESFUERZO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

> REVISIÓN POR CORTANTE

$$V_u = \frac{1.3}{\phi} \left(V_{CM} + \frac{5}{3} V_{CV} \right) \quad \text{donde: } \phi = 0.9; \text{ es el factor de reducción por cortante}$$

$$V_{CM} = 17.91 + 11.76 + 0.51 + 7.40 = 37.58 \text{ ton}$$

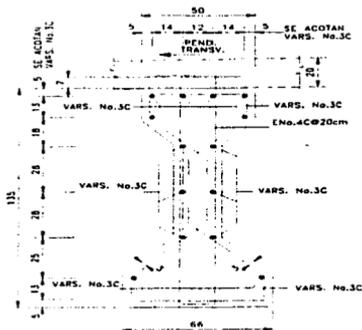
$$V_{CV} = 24.95 \text{ ton}$$

$$V_u = \frac{1.3}{0.9} \left[37.58 + \frac{5}{3} \times 24.95 \right] = 114.35 \text{ ton}$$

$$V_u = \frac{2 A_s f_y j d}{S} \quad \text{utilizando E 2 R No. 4C}$$

$$V_u = \frac{2 \times (2 \times 1.27) \times 4200 \times 0.9 \times 142.83}{20} = 137134 \text{ kg} > 114350 \text{ kg} \quad \therefore \text{BIEN}$$

\therefore se colocarán E 2 R No. 4C @ 20 cm



REFUERZO

(NO SE MUESTRA
EL PRESFUERZO)

TESIS
FALLA DE ORIGEN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

➤ REVISIÓN DE FLECHAS

- Flecha por P.P., Loss y Diafragma

$$\Delta_a = \frac{5wL^4}{384EI} + \frac{PL^3}{48EI} = \frac{5 \times 1.98 \times 30^4}{384 \times 2.1 \times 10^9 \times 0.1026} + \frac{1.022 \times 30^3}{48 \times 2.1 \times 10^9 \times 0.1026}$$

$$\Delta_a = 0.10 \text{ m}$$

- Flecha por CMA

$$\Delta_b = \frac{5 \times 0.49 \times 30^4}{384 \times 2.1 \times 10^9 \times 0.22} = 0.011 \text{ m}$$

$$\Delta_{CM \text{ TOTAL}} = 0.11 \text{ m}$$

- Contraflecha causada por el presfuerzo

$$\Delta_c = \frac{PeL^2}{8EI} = \frac{474.45 \times 0.49 \times 30^2}{8 \times 2.1 \times 10^9 \times 0.1026} = -0.121 \text{ m}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

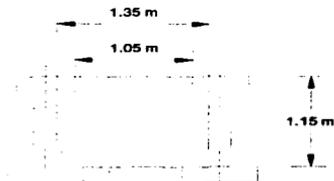
- Deflexión total causada por el presfuerzo y CM total.

$$\Delta_{\text{TOTAL}} = 0.11 - 0.12 = -0.010 \text{ m} \approx -1.0 \text{ cm} \quad \therefore \text{BIEN}$$

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

III.3 DIAFRAGMA

En base al programa Autocad2000 se obtuvo de una manera rápida el área total del diafragma siendo igual a 1.42 m².



$$A_t = \frac{1.42}{1.35} = 1.05 \text{ m}^2 / \text{m}$$

$$A_{\text{tributaria}} = 1.55 \times 0.3 + \frac{1.8 + 0.775}{2} = 1.16 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{P.P.}} = 0.3 \times 1.05 \times 2.4 = 0.76 \text{ ton}$$

$$W_{\text{LOSA}} = 0.2 \times 1.16 \times 2.4 = 0.56 \text{ ton}$$

$$W_{\text{CARPETA}} = 0.1 \times 1.16 \times 2.2 = 0.26 \text{ ton}$$

$$W_{\text{TOTAL}} = 1.58 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{CV}} = 7.26 \times 1.3 = 9.44 \text{ ton}$$

TESIS CON
LA DE GRADUACIÓN

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

Elementos mecánicos.

$$M_{CM} = \frac{1.58 \times 1.55}{6} = 0.41 \text{ t-m}$$

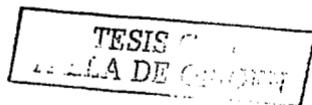
$$M_{CV} = \frac{9.44 \times 1.55}{4} = 3.66 \text{ t-m}$$

$$V_{CM} = \frac{1.58}{2} = 0.79 \text{ ton}$$

$$V_{CV} = \frac{9.44}{2} = 4.72 \text{ ton}$$

$$M_{TOTAL} = 4.07 \text{ ton}$$

$$V_{TOTAL} = 5.51 \text{ ton}$$



• REVISIÓN DEL PERALTE

$$d = \frac{407000}{14 \times 30} = 31.13 \text{ cm} < 115 \text{ cm} \quad \therefore \text{BIEN}$$

$$A_s = \frac{407000}{2100 \times 0.9 \times 100} = 2.15 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ vs No. 4C})$$

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

• REVISIÓN POR CORTANTE

$$V_{\text{PERMISIBLE}} = 0.075 f_c = 0.075 (250) = 18.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = \frac{5510}{30 \times 115} = 1.60 < 18.75 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{BIEN}$$

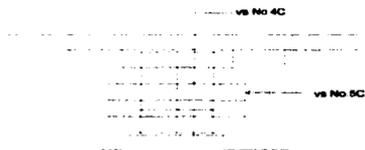
$$\text{Sep}_1 = \frac{2 \times 0.71 \times 2100 \times 0.9 \times 100}{5510} = 49 \text{ cm}$$

$$\text{Sep}_2 = \frac{0.71 \times 4200}{7 \times 30} = 14.20 \text{ cm}$$

$$\text{Sep}_3 = \frac{115}{2} = 57.50 \text{ cm}$$

\therefore se colocarán E 2 R No. 3C @ 14 cm

Además se armará por especificación como se muestra en la figura.



E No 3C @ 14 cm

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

III.4. CÁLCULO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO (INTEGRALES TIPO "NEOGAR").

Reacción máxima por CM, CV+I en cada apoyo:

de las páginas 32 y 38 de esta Tesis, tenemos:

$$V_{\max} = 17.91 + 11.76 + 0.51 + 7.40 + 24.95 = 62.53 \text{ ton}$$

Se propone utilizar apoyos de 40 x 30 cm ($t = 1.3$ cm).

- **Esfuerzo admisible en el neopreno:**

$$\sigma_N = \frac{8 \times 40 \times 30}{1.3(40 + 30)} = 105.49 \text{ kg/cm}^2$$

- **Esfuerzo real en el apoyo:**

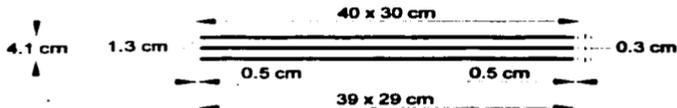
$$\sigma_R = \frac{62530}{40 \times 30} = 52.11 \text{ kg/cm}^2 < 105.49 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{BIEN}$$

- **Esfuerzo máximo admisible para el concreto en la corona:**

$$f_{adm} = 100 \text{ kg/cm}^2 > 52.11 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{BIEN}$$

Se aceptan las dimensiones en planta de los apoyos.

El apoyo fijo consistirá en tres placas de acero de 39 x 39 x 0.3, vulcanizadas conjuntamente con el neopreno dureza shore 60, con un espesor total de 4.1 cm (dos capas de neopreno de 1.3 cm).



DETALLE DEL APOYO FIJO

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

- **Espesor del apoyo móvil.**

- 1) **Deformación total por esfuerzo.** $f_p = 1700 \text{ kg/cm}^2$

$$\Delta_{ET} = \frac{fL}{E} = \frac{1700 \times 3000}{2 \times 10^6} = 2.55 \text{ cm}$$

- 1.1) **Deformación por CM**

$$\Delta_{CM} = \Delta_{ET} \frac{M_{CM}}{M_{CM} + M_{CV.1}} = 2.55 \times \frac{285.66}{459.44} = 1.59 \text{ cm}$$

- 2) **Deformación por contracción.**

$$\Delta_C = 0.000165 \times 3000 = 0.50 \text{ cm}$$

- 3) **Deformación por temperatura**

$$\Delta_T = 0.000011 \times 15 \times 3000 = 0.50 \text{ cm}$$

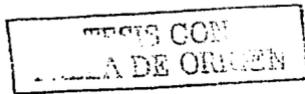
- 4) **Deformaciones máximas**

$$\text{Contracción} = \Delta_{CM} - (\Delta_C + \Delta_T) = 1.59 - (0.5 + 0.5) = 0.59 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación} = (\Delta_{ET} + \Delta_T) - \Delta_C = (2.55 + 0.5) - 0.5 = 2.55 \text{ cm}$$

Por lo tanto la deformación máxima se considera igual a 2.55 cm.

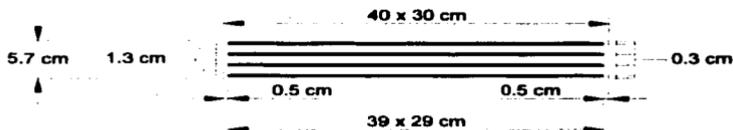
Se propone estructurar los apoyos móviles con 3 placas de neopreno de $\frac{1}{2}$ " + 4 placas de acero de 0.3 cm y un recubrimiento de neopreno de 0.3 cm. Teniendo así un espesor total de 5.7 cm



III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

$$\frac{\text{Def. Max.}}{T} = \frac{2.55}{5.7} = 0.45 < 0.5 \therefore \text{BIEN}$$

Se aceptan: Apoyos Fijos de 40 x 30 x 4.1 cm
Apoyos Móviles de 40 x 30 x 5.7 cm



DETALLE DEL APOYO MÓVIL

TRABAJA CON
FIDELIDAD AL ORIGEN

CAPÍTULO IV

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



TESIS

LA DE

1961

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

La estructura se diseñará para soportar una superestructura formada por dos tramos de losa de concreto reforzado de 20 cm de espesor, la cual se apoyará sobre ocho traveses de concreto reforzado AASHTO Tipo IV, con un claro de 30.00 m.

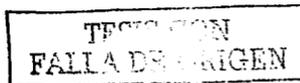
El ancho total de la superestructura es de 13.06 m y permite el paso de dos bandas de circulación de camión Tipo T3S2R4 (72.5 ton).

Los miembros estructurales de la subestructura se elaborarán de concreto reforzado y serán diseñados utilizando la Teoría Elástica a excepción de los *pilote - columnas de los Caballetes No.1 y No.4* y de las columnas de las *Pilas No.2 y No.3* así como todas las *pilas de cimentación*, los cuales se diseñarán en base a la Teoría Plástica. Se emplean las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros establecidas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

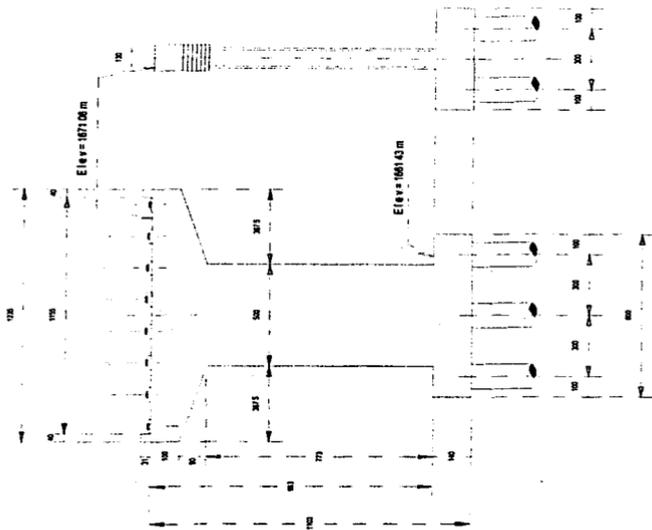
De los estudios previos se determinó que la subestructura de el puente Río Lema; se resolverá con pilas intermedias y caballetes en los extremos. La sección de las pilas será ovalada y la de las pilas que forman el caballete serán circulares.

IV. 1. DISEÑO DE PILA

Se dimensiona y calcula la pila No. 3, por ser la más desfavorable.



IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA



ELEVACIONES (SIN ESCALA, ACOTACIONES EN CM)

- GEOMETRÍA Y DIMENSIONES DE PILA No.3 -

P I L A

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA



- SECCIÓN EN PLANTA DE PILA No.3 - SIN ESCALA, ACOTACIONES EN CM

- Análisis de Carga Muerta.**

Carpeta	= $0.1 \times 12 \times 30.60 \times 2.2$	=	80.78 ton
Losa	= $0.2 \times 13.06 \times 30.60 \times 2.4$	=	191.83 ton
Trabes	= $0.4974 \times 8 \times 30.60 \times 2.4$	=	292.23 ton
Diafragmas	= $1.42 \times 0.3 \times 2.4 \times 21$	=	21.47 ton
Parapeto	= $0.075 \times 30.60 \times 2$	=	4.59 ton
Guarnición	= $0.24 \times 30.60 \times 2.4 \times 2$	=	35.25 ton

$$W_{TOTAL} = 626.15 \text{ ton}$$

Por eje de trabes = 78.27 ton

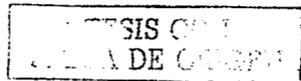
- CARGA MÓVIL**

En los 2 carriles, T3-S2-R4 Tipo 1 (72.5 ton)

$$P_{T3S2R4} = 50.487 \text{ ton/carril} \times 2 \text{ carriles} = 100.97 \text{ ton}$$

Por eje de trabes = 12.62 ton

Reacción Máxima Total por Eje de Trabes = 90.89 ton



- PESO PROPIO DEL CABEZAL**

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

$$P_1 = 12.35 \times 1.0 \times 1.3 \times 2.4 = 38.53 \text{ ton}$$

$$P_2 = \frac{12.35 + 5.0}{2} \times 0.9 \times 1.3 \times 2.4 = 24.36 \text{ ton}$$

$$P_3 = 0.4 \times 0.31 \times 1.3 \times 2.4 \times 2 \text{ toques} = 0.77 \text{ ton}$$

$$P_{\text{CABEZAL}} = 63.66 \text{ ton}$$

- **P.P. DE LA COLUMNA**

$$P_{\text{COLUMNA}} = [(4 \times 1) + (\pi \times 0.5^2)] \times 7.73 \times 2.4 = 88.78 \text{ ton}$$

- **P.P. DE LA ZAPATA**

$$P_{\text{ZAPATA}} = 8.0 \times 5.0 \times 1.4 \times 2.4 = 134.40 \text{ ton}$$

- **PESO PROPIO TOTAL (Cabezal + Columna + Zapata)**

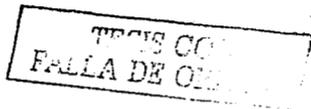
$$P.P.\text{-TOTAL} = 286.84 \text{ ton}$$

- **PESO DEL AGUA SOBRE LA ZAPATA EN NAME**

$$P_{\text{AGUA}} = [8.0 \times 5.0 - (4 \times 1 + \pi \times 0.5^2)] \times 3.92 \times 1.0 = 138.04 \text{ ton}$$

- **RESUMEN DE CARGAS**

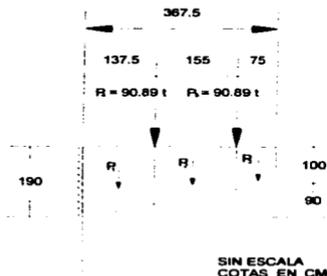
CM	= 626.15 ton	} = 1152.00 ton
CV	= 100.97 ton	
P.P.-TOTAL	= 286.84 ton	
PAGUA	= 138.04 ton	



No. Pilas = $\frac{1152.00}{240} = 4.80$; Se utilizarán 6 pilas de cimentación

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

➤ DISEÑO DEL CABEZAL



TRAZO CON
 PILEA DE ORDEN

• CARGAS

$$P_1 = \frac{1.9 + 1.5633}{2} \times 1.375 \times 1.3 \times 2.4 = 7.4288 \text{ ton}$$

$$P_2 = \frac{1.5633 + 1.1837}{2} \times 1.55 \times 1.3 \times 2.4 = 6.6422 \text{ ton}$$

$$P_3 = \frac{1.1837 + 1.0}{2} \times 0.75 \times 1.3 \times 2.4 = 2.5549 \text{ ton}$$

$$P_4 = 90.89 \text{ ton}$$

$$P_5 = 90.89 \text{ ton}$$

$$P_{\text{TOTAL}} = 198.41 \text{ ton}$$

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

• BRAZOS DE PALANCA

$$b_1 = \frac{1.375}{3} \times \frac{2(1.5633) + 1.9}{1.5633 + 1.9} = 0.6652 \text{ m}$$

$$b_2 = 2.1143 \text{ m}$$

$$b_3 = 3.2895 \text{ m}$$

$$b_4 = 1.375 \text{ m}$$

$$b_5 = 2.925 \text{ m}$$

• CÁLCULO DEL MOMENTO TOTAL

$$M_1 = 7.4288 \times 0.6652 = 4.9416 \text{ t-m}$$

$$M_2 = 6.6422 \times 2.1143 = 14.0436 \text{ t-m}$$

$$M_3 = 2.5549 \times 3.2895 = 8.4043 \text{ t-m}$$

$$M_4 = 90.89 \times 1.375 = 124.9738 \text{ t-m}$$

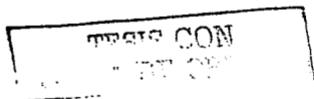
$$M_5 = 90.89 \times 2.925 = 265.8533 \text{ t-m}$$

$$M_{\text{TOTAL}} = 418.22 \text{ t-m}$$

• REVISIÓN DEL PERALTE

$$d_{\text{PROPUESTO}} = 180 \text{ cm}$$

$$d = \frac{418.22 \times 10^5}{14 \times 130} = 151.59 \text{ cm} < 180 \text{ cm} \therefore \text{BIEN}$$



• ACERO POR CORTANTE

$$C = \frac{5 \times 1.99 \times 0.9 \times 180 \times 2.0}{15} = 214.92 \text{ ton} > 196.41 \text{ ton} \therefore \text{BIEN}$$

E 5 R No. 5C @ 15 cm

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

- **REFUERZO POR FLEXIÓN**

$$A_s = \frac{418.22 \times 10^3}{2100 \times 0.9 \times 180} = 123.0 \text{ cm}^2 \quad (24 \text{ vs No. 8C})$$

- **REFUERZO POR ADHERENCIA**

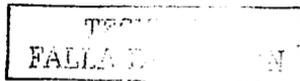
$$\Sigma \theta = \frac{V}{\mu j d} = \frac{198.41 \times 10^3}{14.3 \times 0.9 \times 180} = 85.65 \text{ cm} \quad (17 \text{ vs No. 8C})$$

donde:

$\Sigma \theta$; Suma de perímetros de varillas
 μ ; Esfuerzo unitario de adherencia.

- **REVISIÓN POR CORTANTE**

$$V = \frac{198.41 \times 10^3}{130 \times 180} = 8.48 \text{ kg/cm}^2 < V_{adm} = 1.29 \times 250 = 20.4 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{BIEN}$$



IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

➤ DISEÑO DE LA COLUMNA

- CARGAS HORIZONTALES

- FRENAJE

$$Fr = 0.05 \times 100.97 = 5.05 \text{ ton}$$

- FRICCIÓN

$$Fr = 0.05 \times 626.15 = 31.31 \text{ ton}$$

- VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA

$$V_{LONG} = 30.60 \times 2.05 \times 0.059 = 3.70 \text{ ton}$$

$$V_{TRANS} = 30.60 \times 2.05 \times 0.244 = 15.31 \text{ ton}$$

- VIENTO SOBRE LA SUBESTRUCTURA

Área Longitudinal

$$A_1 = 12.35 \times 1.0 = 12.35 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{12.35 + 5.0}{2} \times 0.9 = 7.81 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 5.0 \times 7.73 = 38.65 \text{ m}^2$$

$$A_{TOTAL} = 58.81 \text{ m}^2$$

Área Transversal

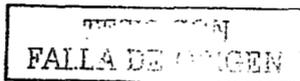
$$A_1 = 1.3 \times 1.90 = 2.47 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 1.0 \times 7.73 = 7.73 \text{ m}^2$$

$$A_{TOTAL} = 10.20 \text{ m}^2$$

$$V_{LONG} = 58.81 \times 0.059 = 3.47 \text{ ton}$$

$$V_{TRANS} = 10.20 \times 0.244 = 2.49 \text{ ton}$$



IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

• **VIENTO SOBRE LA CARGA MÓVIL**

$$V_{LONG} = 30.60 \times 0.06 = 1.84 \text{ ton}$$

$$V_{TRANS} = 30.60 \times 0.149 = 4.56 \text{ ton}$$

• **PRESIÓN DE LA CORRIENTE**

Considerando $V = 3.0 \text{ m/seg}$; $k = 0.67$

$$P_c = 52.55 \times 0.67 \times (3.0)^2 = 316.88 \text{ kg/cm}^2 \approx 3168.80 \text{ t/m}^2$$

$$P_{c1} = 52.55 \times 0.67 \times (3.0)^2 \times 3.92 \times 5.0 \times 10^{-3} = 6.21 \text{ ton, aplicada a 1.31 m sobre la zapata.}$$

◆ **REVISIÓN POR GRUPO III**

CARGA (ton)	F _x (ton)	F _y (ton)	b _x (m)	b _y (m)	M _x (t-m)	M _y (t-m)
CM 628.15						
CV 100.97						
P.P. 152.44						
P _c 6.21				1.31	8.14	
Fr (Frenaje)	5.05		9.63			48.63
Fr (Fricción)	31.31		9.63			301.52
V _{sup}	0.3 x 3.70 = 1.11		9.63			10.69
V _{r sup}		0.3 x 15.31 = 4.59		9.63	44.20	
V _{l sup}	0.3 x 3.47 = 1.04		4.82			5.01
V _{r sup}		0.3 x 2.49 = 0.75		4.82	-3.62	
V _{l cv}	1.84		9.63			17.72
V _{r cv}		4.56		9.63	43.91	
P_{TOT} = 879.66					M_x = 99.87	M_y = 383.57

$$M = (99.87)^2 + (383.57)^2 = 396.36 \text{ t-m}$$



IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

Dividiendo el Cortante y el Momento entre 5 m. para hacer el diseño por metro de largo de columna, tenemos:

$$P_u = \frac{879.56}{5} = 175.91 \times 1.3 = 228.68 \text{ ton/m}$$

$$M_u = \frac{396.56}{5} = 79.27 \times 1.3 = 103.05 \text{ t-m}$$

$$P_t = 0.01; \quad g = \frac{0.84}{1.0} = 0.84; \quad e = \frac{103.05}{228.68} = 0.45; \quad \frac{e}{t} = \frac{0.45}{1.0} = 0.45$$

De las gráficas del ACI

Utilizando la Gráfica No.11 (Apéndice C)

Obtenemos:

$$\text{Para } P_u \Rightarrow k = 0.25$$

$$\text{Para } M_u \Rightarrow k = 0.11$$

Por lo tanto:

$$P_u = k f_c b t = 0.25 \times 250 \times 100 \times 100 = 625000 \approx 625 \text{ ton/m}$$

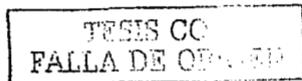
$$M_u = k \left(\frac{e}{t} \right) f_c b t^2 = 0.11 \times 0.45 \times 250 \times 100 \times 100^2 = 12375000 \approx 123.75 \text{ t-m/m}$$

Comparando resultados:

$$P_u = 625.00 \text{ ton/m} \quad > \quad 228.68 \text{ ton/m} \quad \therefore \text{BIEN}$$

$$M_u = 123.75 \text{ t-m/m} \quad > \quad 103.05 \text{ t-m/m} \quad \therefore \text{BIEN}$$

$$A_s = 0.01 \times 47854 \text{ cm}^2 = 479 \text{ cm}^2 \quad (95 \text{ vs No. 8C})$$



IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

Revisión por Cortante

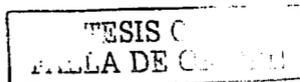
$$C_v = \frac{2 \times 1.27 \times 0.9 \times 84 \times 4}{20} = 38.40 > 12.12 \text{ ton/m} \quad \therefore \text{BIEN}$$

E 2 R No. 4C @ 20 cm

❖ REVISIÓN POR GRUPO VII

• SISMO

Estructura Tipo: B
Zona sísmica: B
Suelo tipo: III
c = 0.36



$$TT_1 \text{ SUPERESTRUCTURA} \Rightarrow Q = 4 \quad C_{s1} = 0.36 / 4 = 0.09$$

$$TT_2 \text{ SUBESTRUCTURA} \Rightarrow Q = 2 \quad C_{s2} = 0.36 / 2 = 0.18$$

$$TT_1 = CM \times C_{s1} = 626.15 \times 0.09 = 56.35 \text{ ton}$$

$$TT_2 = P.P. \text{ PILA} \times C_{s2} = 152.44 \times 0.18 = 27.44 \text{ ton}$$

	CARGA (ton)	b _x (m)	b _y (m)	M _x (t-m)	M _y (t-m)
CM	626.15				
P.P	152.44				
P _C	6.21	-	1.31	8.14	
TT ₁	56.35	-	9.63	542.65	
TT ₂	27.44	-	4.82	132.26	
P_{TOTAL}	778.59			683.05	

El análisis se hará por metro de pila, quedando P_{TOTAL} y M_x como sigue:

$$P_{TOTAL} = 778.59 / 5 = 155.72 \text{ ton/m}$$

$$M_x = 683.05 / 5 = 136.61 \text{ t-m/m}$$

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

Por lo tanto:

$$P_u = 155.72 \times 1.3 = 202.44 \text{ ton/m}$$

$$M_u = 136.61 \times 1.3 = 177.59 \text{ t-m/m}$$

$$p_t = 0.01; \quad g = \frac{0.84}{1.0} = 0.84$$

$$e = \frac{177.59}{202.44} = 0.88$$

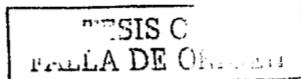
$$\frac{e}{t} = \frac{0.88}{1.0} = 0.88 \approx 0.9$$

Utilizando la gráfica No.11 (Apéndice C)

Obtenemos:

$$\text{Para } P_u \Rightarrow k = 0.10$$

$$\text{Para } M_u \Rightarrow k = 0.09$$



Por lo tanto:

$$P_u = 0.10 \times 250 \times 100 \times 100 = 250,000 \text{ kg} = 250 \text{ ton/m}$$

$$M_u = 0.09 \times 0.9 \times 250 \times 100 \times 100^2 = 20,250,000 \text{ kg/cm} = 205.50 \text{ t-m/m}$$

Comparando resultados :

$$P_u = 250.00 \text{ ton/m} > 202.44 \text{ ton/m} \quad \therefore \text{BIEN}$$

$$M_u = 202.50 \text{ t-m/m} > 177.59 \text{ t-m/m} \quad \therefore \text{BIEN}$$

$$A_s = 47854 \text{ cm}^2 \times 0.01 = 479.00 \text{ cm}^2 \quad (95 \text{ vs } \# 8C)$$

• REVISIÓN POR CORTANTE

$$C = \frac{2 \times 1.27 \times 0.9 \times 84 \times 4}{20} = 38.40 > 23.40 \text{ ton/m} \quad \therefore \text{BIEN}$$

E 2 R No. 4C @ 20 cm

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

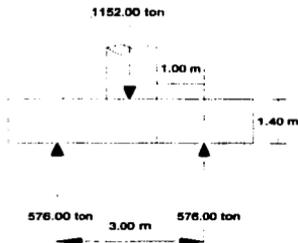
IV.2 DISEÑO DE LA ZAPATA

◆ REVISIÓN POR GRUPO I

$$P = 1152.00 \text{ ton}$$

$$P_{\text{LINEA DE PILOTES}} = \frac{1152}{2} = 576.00 \text{ ton}$$

$$P_{\text{PILOTE}} = \frac{576}{3} = 192 \text{ ton} < 240 \text{ ton} \quad \therefore \text{BIEN}$$



• Cargas en la Sección Crítica

$$P_{\text{AGUA}} = 2.0 \times 8.0 \times 3.92 \times 1.0 = 62.72 \text{ ton}$$

$$P_{\text{ZAPATA}} = 2.0 \times 8.0 \times 1.4 \times 2.4 = 53.76 \text{ ton}$$

• Cortante y Momento

$$V = 576.00 - 62.72 - 53.76 = 459.52 \text{ ton}$$

$$M = 459.52 \text{ t-m}$$

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

- **Esfuerzos**

$$v = \frac{459.52 \times 10^3}{800 \times 130} = 4.42 \text{ kg/cm}^2 < v_c = 0.3 \cdot 250 = 4.74 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{BIEN}$$

- **Refuerzo**

$$A_s = \frac{459.52 \times 10^3}{2100 \times 0.9 \times 130} = 187.00 \text{ cm}^2 \quad (37 \text{ ve No. 8C})$$

- **Revisión por Fuerza Cortante de Punzonamiento**



$$v_c = 0.53 \cdot 250 = 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{PILOTE}} = 192.00 \text{ ton}$$

$$\text{Perímetro} = \pi (120 + 130) = 785.40 \text{ cm}$$

$$v = \frac{192 \times 10^3}{785.40 \times 130} = 1.88 \text{ kg/cm}^2 < 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

∴ El peralte de la zapata es suficiente por punzonamiento del pilote.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

◊ REVISIÓN POR GRUPO III

$$P = 879.56 \text{ ton}$$

$$M = 683.05 \text{ t-m}$$

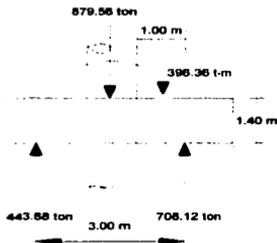
$$P_{\text{AGUA}} = 138.04 \text{ ton}$$

$$P_{\text{ZAPATA}} = 134.40 \text{ ton}$$

$$P_{\text{LINEA DE PILOTES DERECHA}} = \frac{879.56 + 138.04 + 134.40}{2} + \frac{396.36}{3} = 708.12 \text{ ton}$$

$$P_{\text{LINEA DE PILOTES IZQUIERDA}} = 576.00 - 132.12 = 443.88 \text{ ton}$$

$$P_{\text{PILOTE}} = \frac{708.12}{3} = 236.04 \text{ ton} < 240 \times 1.25 = 300.00 \text{ ton} \therefore \text{BIEN}$$



• Cargas en la Sección Crítica

$$P_{\text{AGUA}} = 62.72 \text{ ton}$$

$$P_{\text{ZAPATA}} = 53.76 \text{ ton}$$

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

- **Cortante y Momento**

$$V = 708.12 - 62.72 - 53.76 = 591.64 \text{ ton}$$

$$M = 591.64 \text{ t-m}$$

- **Esfuerzos**

$$v = \frac{591.64 \times 10^3}{800 \times 130} = 5.69 \text{ kg/cm}^2 < v_c = (0.3 \cdot 250) \times 1.25 = 9.375 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{BIEN}$$

- **Refuerzo**

$$A_s = \frac{591.64 \times 10^3}{2625 \times 0.9 \times 130} = 192.64 \text{ cm}^2 \quad (38 \text{ vs No. } 8C)$$

- **Revisión por Fuerza Cortante de Punzonamiento**

$$v_c = 10.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{PILOTE}} = 236.04 \text{ ton}$$

$$\text{Perímetro} = 785.40 \text{ cm}$$

$$v = \frac{236.04 \times 10^3}{785.40 \times 130} = 2.31 \text{ kg/cm}^2 < 10.48 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{BIEN}$$

TEST
FALLA DE ORIGEN

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

◆ REVISIÓN POR GRUPO VII

$$P = 778.59 \text{ ton}$$

$$M = 683.05 \text{ t-m}$$

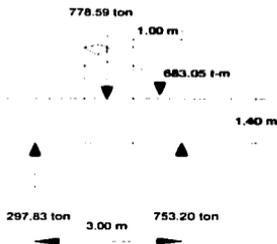
$$P_{\text{AGUA}} = 138.04 \text{ ton}$$

$$P_{\text{ZAPATA}} = 134.40 \text{ ton}$$

$$\text{LINEA DE PILOTES DERECHA} = \frac{778.59 + 138.04 + 134.40}{2} + \frac{683.05}{3} = 753.20 \text{ ton}$$

$$\text{LINEA DE PILOTES IZQUIERDA} = 525.52 - 227.68 = 297.83 \text{ ton}$$

$$P_{\text{PILOTE}} = \frac{753.20}{3} = 251.07 \text{ ton} < 240 \times 1.33 = 319.00 \text{ ton} \therefore \text{BIEN}$$



• Cargas en la Sección Crítica

$$P_{\text{AGUA}} = 62.72 \text{ ton}$$

$$P_{\text{ZAPATA}} = 53.76 \text{ ton}$$

• Cortante y Momento

$$V = 753.20 - 62.72 - 53.76 = 636.72 \text{ ton}$$

$$M = 636.72 \text{ t-m}$$

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

- **Esfuerzos**

$$v = \frac{636.72 \times 10^2}{800 \times 130} = 6.12 \text{ kg/cm}^2 < v_c = (0.3 \cdot 250) \times 1.33 = 6.30 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{BIEN}$$

- **Refuerzo**

$$A_s = \frac{636.72 \times 10^2}{2793 \times 0.9 \times 130} = 195 \text{ cm}^2 \quad (39 \text{ vs No. 8C}) \therefore \text{RIGE PARA DISEÑO}$$

- **Revisión por Fuerza Cortante de Punzonamiento**

$$v_c = 11.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{PILOTE}} = 251.07 \text{ ton}$$

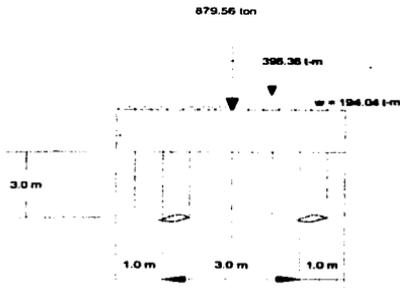
$$\text{Perímetro} = 785.40 \text{ cm}$$

$$v = \frac{251.07 \times 10^3}{785.40 \times 130} = 2.46 \text{ kg/cm}^2 < 11.15 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{BIEN}$$

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

IV.3 DISEÑO DE PILAS DE CIMENTACIÓN

Teniendo la siguiente figura se hizo el análisis correspondiente por medio del SAP2000, el cual se basa en el Método de las Rigideces.



Los resultados que se obtuvieron por medio del SAP2000 fueron los siguientes (para verificar los diagramas obtenidos ver Apéndice A):

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 256.12 \text{ t-m} \\ P_{\max} &= 120.08 \text{ ton} \end{aligned}$$

Afectando los valores por los factores correspondientes:

$$\begin{aligned} M_u &= 1.3 \times 256.12 \text{ t-m} = 332.96 \text{ t-m} \\ P_u &= 1.3 \times 120.08 \text{ ton} = 156.10 \text{ ton} \end{aligned}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$p_t = 0.01; \quad \text{Diam.} = 1.2 \text{ m}; \quad g = \frac{1.04}{1.2} = 0.9; \quad e = \frac{332.96}{156.10} = 2.13; \quad \frac{e}{D} = \frac{2.13}{1.2} = 1.8$$

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

Utilizando la gráfica No. 32 (Apéndice C)

De la gráfica se obtiene:

$K = 0.045$, para P_u

$K = 0.076$, para M_u

$$P_u = K f_c D^2$$

$$P_u = 0.045 \times 250 \times 120^2 = 162000 \text{ kg} \approx 162.00 \text{ ton} > 156.10 \text{ ton} \therefore \text{BIEN}$$

$$M_u = K \frac{e}{D} f_c D^3$$

$$M_u = 0.076 \times 1.8 \times 250 \times 120^3 = 59097600 \text{ kg-cm} \approx 590.98 \text{ t-m} > 332.96 \text{ t-m} \therefore \text{BIEN}$$

$$A_s = \pi \times 60^2 \times 0.015 = 170 \text{ cm}^2 \quad (34 \text{ vs No.8C})$$

Se colocarán anillos del No.4C @ 20 cm

¡BIEN!
FALLA DE ORIGEN

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

> DISEÑO DE TOPES SÍSMICOS

La sección propuesta se reforzará con 24 vs No. 5C

Revisando sección:

$$c = 0.36$$

$$Q = 2$$

$$F = \frac{0.36}{2} \times 626.15 = 112.71 \text{ ton}$$

$$f_p = 2000 \times 1.33 = 2660 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = \frac{112.71 \times 10^3}{24 \times 1.99} = 2359 \text{ kg/cm}^2 < 2660 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{BIEN; se acepta sección propuesta}$$

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

IV.4. DISEÑO DE CABALLETE

La estructura se diseñará para soportar media superestructura de losa de concreto reforzado la cual se apoya sobre ocho traves de concreto reforzado AASHTO Tipo IV de 30.00 m de claro.

El ancho total es de 13.06 m y permite el paso de dos bandas de circulación de camión tipo T3S2R4 (72.5 ton).

Se dimensiona y calcula el caballete No. 4, por ser el más desfavorable.



- ELEVACIÓN SECCIÓN TRANSVERSAL -
SIN ESCALA. ACOTACIONES EN CM

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

- **CARGAS MUERTAS.**

De la página No. 69 tenemos:

$$W_{CM} = 626.15 \text{ ton}$$

$$W_{CM} = \frac{626.15}{2} = 313.08 \text{ ton (para medio tramo)}$$

$$\text{Por eje de traveses} = 39.13 \text{ ton}$$

- **CARGA MÓVIL**

De la página No. 69 tenemos:

$$V_{CV} = 100.97 \text{ ton}$$

$$\text{Por eje de traveses} = 12.62 \text{ ton}$$

$$\text{Carga Total por eje de traveses} = 51.75 \text{ ton}$$

- **PESO PROPIO DEL CABEZAL**

$$\text{Cabezal} = 1.0 \times 1.3 \times 12.6 \times 2.4 = 39.31 \text{ ton}$$

$$\text{Diafragma} = \frac{1.75 + 1.62}{2} \times 0.31 \times 12.6 \times 2.4 = 15.80 \text{ ton}$$

$$\text{Orejas} = \frac{2.62 + 0.55}{2} \times 3.74 \times 0.30 \times 2.4 \times 2 = 8.54 \text{ ton}$$

$$\text{Diafragmas extremos} = 0.2 \times 0.23 \times 4.05 \times 2.4 \times 2 = 0.89 \text{ ton}$$

$$\text{Bancos} = [(0.525 \times 0.99 \times 0.3 \times 2) + (0.7^2 \times 0.05 \times 2) + (0.7^2 \times 0.081 \times 2) + \\ + (0.7^2 \times 0.112 \times 2) + (0.7^2 \times 0.143 \times 2)] \times 2.4 = 1.66 \text{ ton}$$

$$W_{\text{CABEZAL}} = 66.20 \text{ ton}$$

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

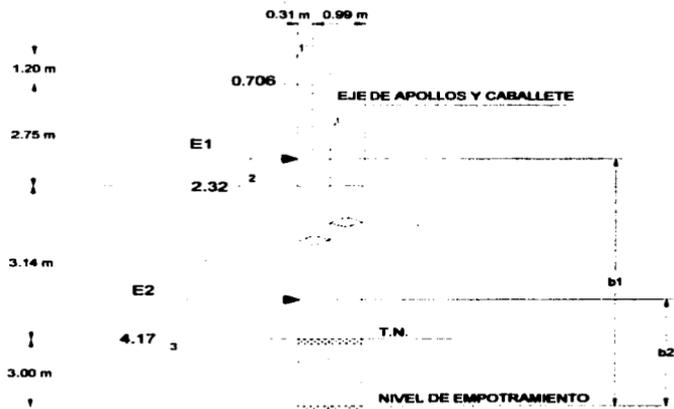
• PESO PROPIO DE PILOTES

$$P.P.PILOTES = 16.05 \times \pi \times 0.6^2 \times 2.4 \times 3 = 130.70 \text{ ton}$$

$$W_{\text{TOTAL P.P.}} = 196.90 \text{ ton}$$

$$\text{No. Pilotes} = \frac{313.08 + 100.97 + 196.90}{240} = 2.55 \approx 3 \text{ pilotes}$$

➤ DISEÑO DEL PILOTE



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

• EMPUJE DE TIERRAS

En base a la Teoría de Rankine:

FIGURA ⓐ

$$\phi = 30.47^\circ \quad h = 1.2 \text{ m} \quad \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{30.47}{2} \right) = 0.327$$

$$P_{h1} = K_A \gamma h = 0.327 \times 1.8 \times 1.2 = 0.706 \text{ t/m}^2$$

FIGURA ⓑ

$$h = 2.75 \text{ m} \quad K_A = 0.327$$

$$P_{h2} = 0.327 \times 1.8 \times (2.75 + 1.2) = 2.32 \text{ t/m}^2$$

FIGURA ⓒ

$$h = 5.89 \text{ m} \quad K_A = 0.327$$

$$P_{h3} = 0.327 \times 1.8 \times (5.89 + 1.2) = 4.17 \text{ t/m}^2$$

EMPUJE 1 y 2

$$E_1 = \frac{0.706 + 2.32}{2} \times 2.75 \times 12.6 = 52.43 \text{ ton}$$

$$E_2 = \frac{2.32 + 4.17}{2} \times 3.14 \times (2.0 \times 1.2 \times 3.0) = 73.36 \text{ ton}$$

BRAZO 1 y 2

$$b_1 = \frac{2.75}{3} \times \frac{2 \times 0.706 + 2.32}{0.706 + 2.32} + 6.14 = 7.27 \text{ m}$$

$$b_2 = \frac{3.14}{3} \times \frac{2 \times 2.32 + 4.17}{2.32 + 4.17} + 3.0 = 4.42 \text{ m}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

◆ REVISIÓN DEL GRUPO I

CARGA (ton)	Fx (ton)	Fy (ton)	Brzzo (m)	Brz (t-m)	M _y (t-m)
CM		313.08			
CV		188.62			
P.P. CABEZA		66.20			
P.P. COLUMNA		130.70			
ET ₁	52.43		7.27		381.17
ET ₂	73.38		4.42		324.25
	P _{total} = 678.60			M _{total} = 705.42	

$$P_u = 1.3 \times 678.60 = 882.18 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.3 \times 705.42 = 917.05 \text{ t-m}$$

◆ REVISIÓN DEL GRUPO III

• FRENAJE

$$F_r = 0.05 \times 100.97 = 5.05 \text{ ton}$$

• FRICCIÓN

$$F_r = 0.05 \times 313.08 = 15.65 \text{ ton}$$

• VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA

$$V_{LONG} = 15.30 \times 2.30 \times 0.059 = 2.08 \text{ ton}$$

$$V_{TRANS} = 15.30 \times 2.30 \times 0.244 = 8.59 \text{ ton}$$

• VIENTO SOBRE LA CARGA MÓVIL

$$V_{LONG} = 15.30 \times 0.06 = 0.92 \text{ ton}$$

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

$$V_{\text{TRANS}} = 15.30 \times 0.149 = 2.28 \text{ ton}$$

CARGA (ton)	Fx (ton)	Fy (ton)	Sx (m)	Sy (m)	Sx (t-m)	Sy (t-m)
CM 313.08						
CV 100.97						
P.P. 196.90						
Fr (Frenaje)	5.05		7.14			36.06
Fr (Fricción)	15.65		7.14			111.74
V _{SUPER LONG}	0.3 x 2.08 = 0.62		7.14			4.46
V _{SUPER TRANS}		0.3 x 8.59 = 2.58		7.14	18.40	
V _{CV LONG}	0.92		7.14			
V _{CV TRANS}		2.28		7.14	16.28	6.57
P_{TOT} = 616.95					34.68	158.83

$$M = 34.68^2 + 158.83^2 = 162.57 \text{ t-m}$$

$$P_u = 1.3 \times 610.95 = 794.24 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.3 \times 162.57 = 211.34 \text{ t-m}$$

❖ REVISIÓN DEL GRUPO VII

• SISMO

Zona sísmica: B

Estructura tipo: B

Suelo tipo: III

c = 0.36

Q = 4 (superestructura)

Q = 2 (subestructura)

$$C_{S1} = 0.09 ;$$

$$C_{S2} = 0.18$$

$$TT_1 = 313.08 \times 0.09 = 28.18 \text{ ton}$$

$$TT_2 = 196.90 \times 0.18 = 35.44 \text{ ton}$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

CARGA (ton)	Fx (ton)	Fy (ton)	lx (m)	ly (m)	Mx (t-m)	My (t-m)
CM 313.08						
P.P. 196.90						
ET ₁	52.43		7.27			381.17
ET ₂	73.36		4.42			324.25
TT ₁	26.18		7.14			201.2
TT ₂	35.44		3.57			126.52
P_{TOTAL} = 809.98						1633.15

$$P_u = 1.3 \times 509.98 = \mathbf{662.97 \text{ ton}}$$

$$M_u = 1.3 \times 1033.15 = \mathbf{1343.10 \text{ t-m}} \quad \therefore \text{RIGEN PARA DISEÑO}$$

$$P_u = \frac{662.97}{3 \text{ pilotes}} = 220.99 \text{ ton}$$

$$M_u = \frac{1343.10}{3 \text{ pilotes}} = 447.70 \text{ t-m}$$

- Utilizando la gráfica No.32 del ACI (Apéndice C)

$$p_t = 0.02; \quad D = 1.2 \text{ m}; \quad g = \frac{1.04}{1.2} = 0.87 \approx 0.9 \text{ m}; \quad e = \frac{447.70}{220.99} = 2.03 \text{ m} \quad e/D = \frac{2.03}{1.2} = 1.7$$

- De la gráfica se obtiene :

$$K = 0.065, \text{ para } P_u$$

$$K = 0.098, \text{ para } M_u$$

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

$$P_u = 0.065 \times 250 \times 120^2 = \mathbf{234.00 \text{ ton}} > \mathbf{220.99 \text{ ton}} \quad \therefore \text{BIEN}$$

$$M_u = 0.098 \times 1.7 \times 250 \times 120^3 = \mathbf{719.71 \text{ t-m}} > \mathbf{447.70 \text{ t-m}} \quad \therefore \text{BIEN}$$

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

• REFUERZO POR FLEXIÓN

$$A = \pi \times 60^2 = 11310 \text{ cm}^2$$

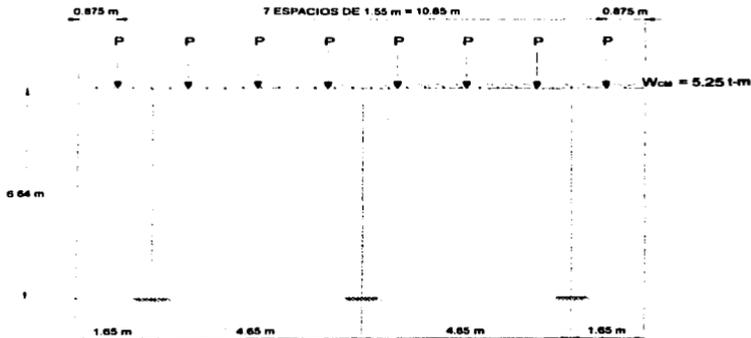
$$\rho = 0.02 (11310) = 226.00 \text{ cm}^2$$

$$45 \text{ vs } \# 8C = 228.00 \text{ cm}^2 > 226.00 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{BIEN}$$

Se colocarán anillos del No. 5C @ 15 cm

> DISEÑO DEL CABEZAL

Basándonos en el siguiente marco se hace el análisis con el programa SAP2000.



$$W_{CM} = \frac{66.20}{12.60} = 5.25 \text{ t-m}$$

$$P = 51.75 \text{ ton}$$

TESIS COM
FALLA DE CEMENTO

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

Se obtuvieron los siguientes resultados (ver diagramas finales en el Apéndice A):

$$M_{\max} = -79.16 \text{ t-m}$$

$$V_{\max} = 94.26 \text{ ton}$$

- **REVISIÓN DEL PERALTE**

$$d_{\text{PROPUESTO}} = 95 \text{ cm}$$

$$d = \frac{79.16 \times 10^5}{14 \times 130} = 65.95 \text{ cm} < 95 \text{ cm} \quad \therefore \text{BIEN}$$

- **ACERO DE REFUERZO**

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{4200} \times 130 \times 95 = 41.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{79.16 \times 10^5}{2100 \times 0.9 \times 95} = 44.09 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{RIGE}$$

$$\text{Se colocarán } 9 \text{ vs No. } 8C = 45.63 \text{ cm}^2 > 44.09 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{BIEN}$$

- **REVISIÓN POR CORTANTE**

$$C = \frac{6 \times 1.98 \times 0.9 \times 95 \times 2.0}{20} = 101.57 \text{ ton} > 94.26 \text{ ton} \quad \therefore \text{BIEN}$$

Colocar E 6 R No. 5C @ 20 cm

**CONCLUSIONES
Y
RECOMENDACIONES**

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente trabajo se realizó en base a las Normas y criterios establecidos actualmente. Por lo tanto, se concluye que los resultados obtenidos son satisfactorios ya que están dentro de los permisibles.

Por otro lado, es evidente una falta de normatividad por medio de la cual todos los proyectistas se apoyaran para hacer sus cálculos. A lo que nos referimos, es que en la actualidad cada Dependencia, Empresa o estructurista independiente siguen métodos y criterios propios gracias a que en su experiencia han tenido los resultados esperados.

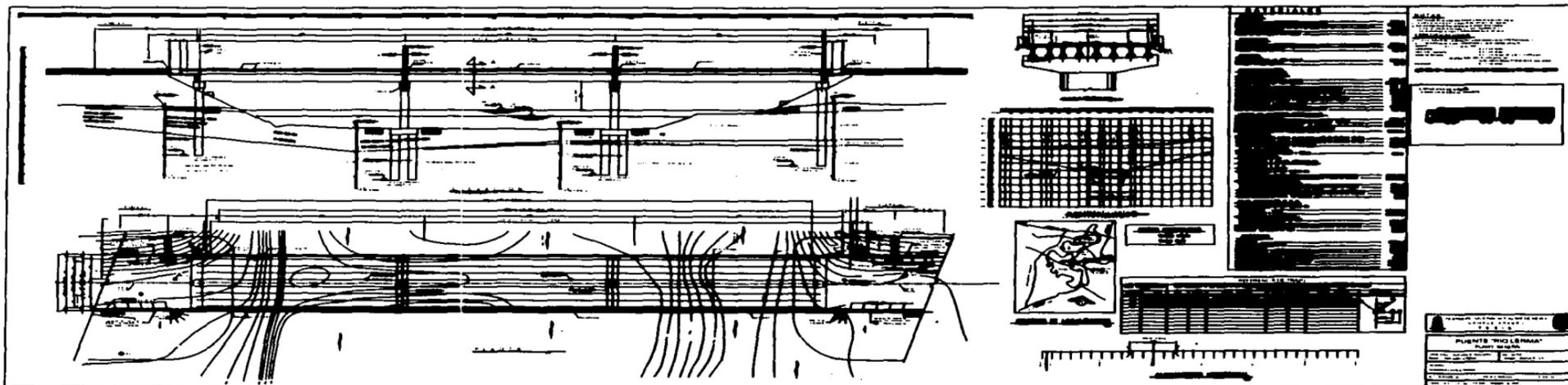
Sin embargo, pensamos que sería de gran valor que una Institución como la Universidad Nacional Autónoma de México, por medio de sus especialistas, se diera a la tarea de elaborar un documento sobre el análisis y diseño estructural de puentes, que en un futuro pudiera regir en todo el país, con el fin de homogeneizar criterios de cálculo, para una vez construido el puente, podamos hacer inspecciones, revisiones de memorias de cálculo, etc. de una manera rápida y bien fundamentada.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

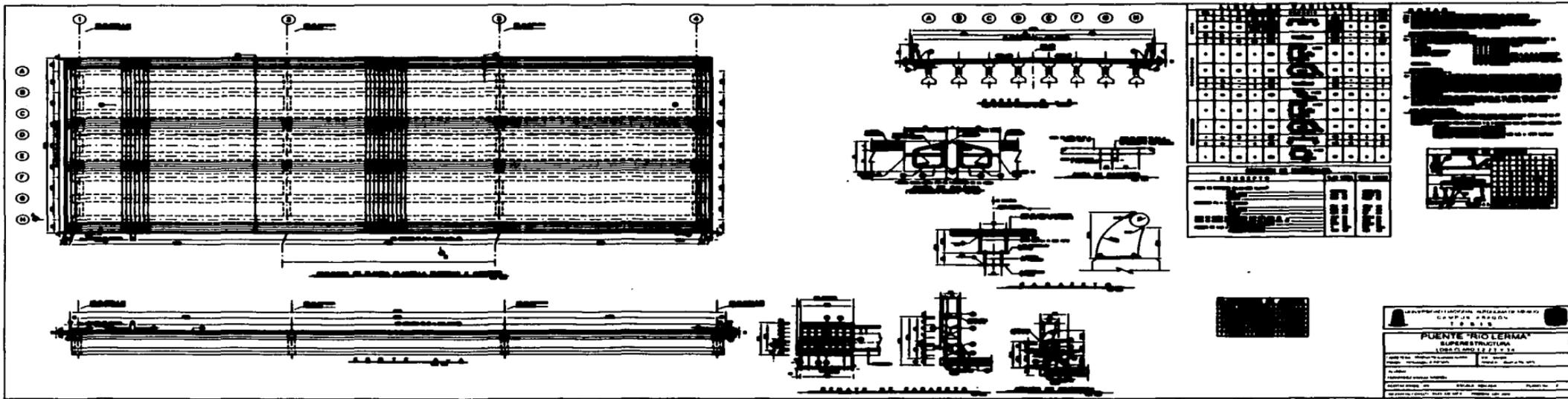
ANEXO

**PLANOS
CONSTRUCTIVOS**

**TEBIS CON
FALLA DE ORIGEN**

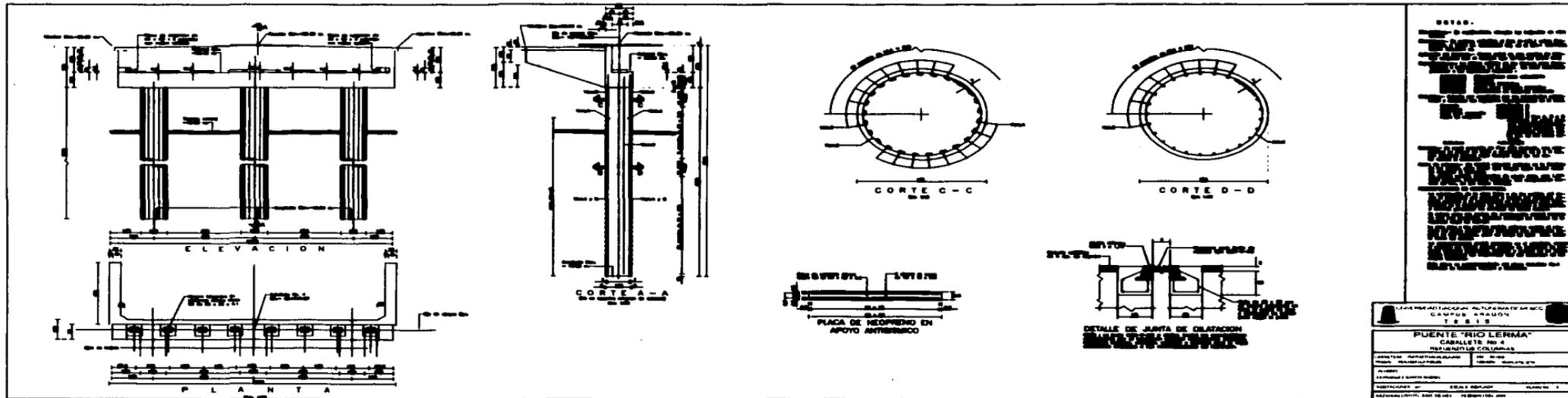


TESIS CC
FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 CAMPUS AERÓN
 T. P. S. S.
PUNTE "RICOLERMA"
 SUPER ESTRUCTURA
 C.O.S. ANEXO 2, P. 13, 14
 Autores: [Redacted]
 Profesor: [Redacted]
 [Redacted]
 [Redacted]

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



ESTAD.
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 TESIS

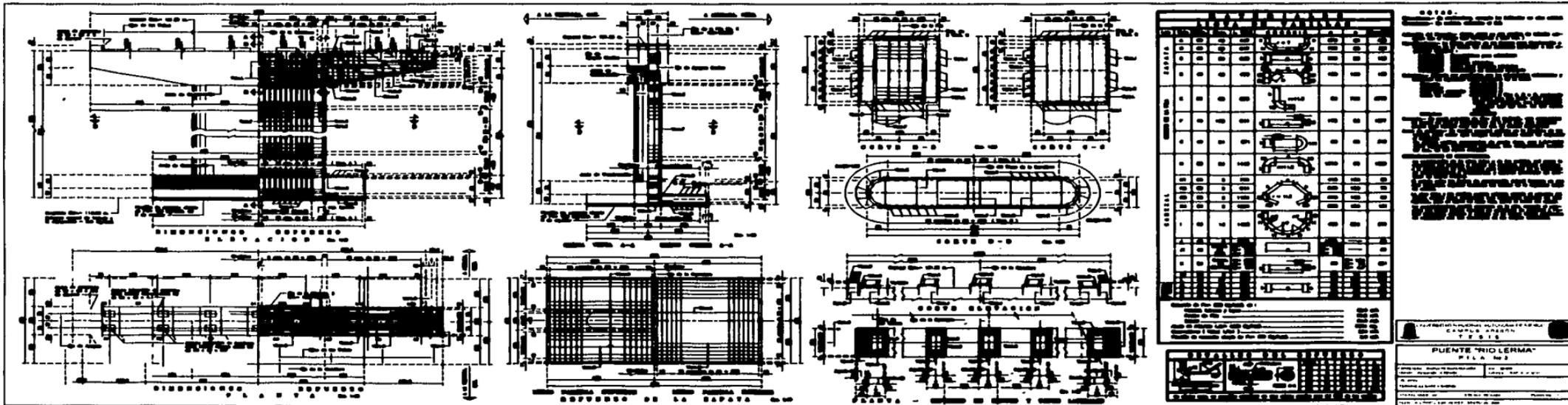
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 CAMPUS AUSTRIACO
 TESIS

PUENTE "RIO LERMA"
 CARRILITO No. 4
 REPÚBLICA COLUMBIANA

ALUMNO:	FECHA:
ASISTENTE:	FECHA:
PROFESOR:	FECHA:

INSTITUCIÓN: ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 DIRECCIÓN: AV. DE LAS AMÉRICAS 1000, MÉXICO, D.F.

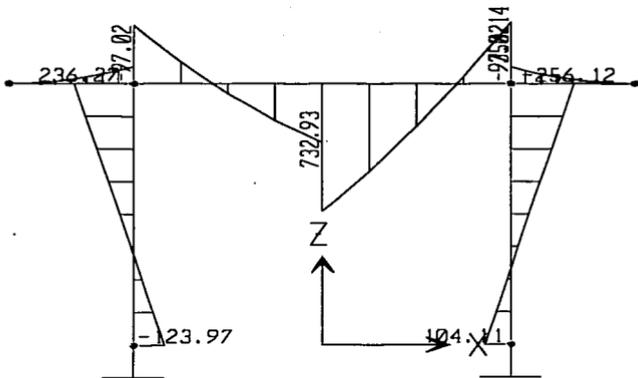
TESIS CON FALLA DE ORIG

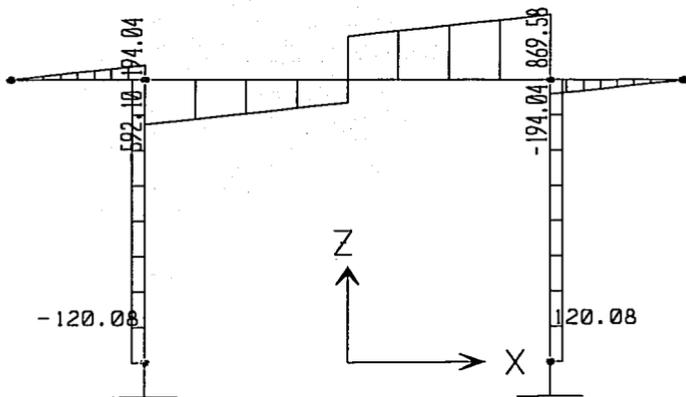


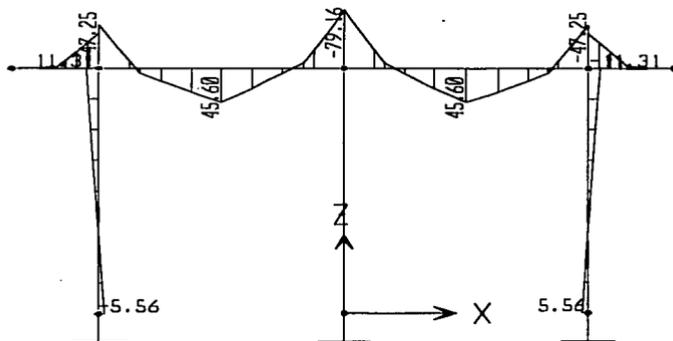
APÉNDICE A

DIAGRAMAS SAP2000

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN







TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

APÉNDICE B

TABLAS SCT ~ IMT

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TABLA 1.2.22

Tabla de los coeficientes γ y β .

Col. n.º	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Grupo	γ	Factores β												%	
		CM	CV4I	FC	ET	S	PC	VE	VCV	FL	AcCrT	TT	PH		
Carga de Servicio	I	1.0	1	1	1	β_1	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	II	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	1	β_1	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	IV	1.0	1	1	1	β_2	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	1	β_1	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
	IX	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
	X	1.0	1	1	0	β_2	0	0	0	0	0	0	0	0	100
Factor de Carga	I	1.3	β_2	1.67	1.0	β_1	1	1	0	0	0	0	0	0	
	IA	1.3	β_2	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_2	0	0	β_2	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3	β_2	1	1	β_2	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	IV	1.3	β_2	1	1	β_2	1	1	0	0	0	1	0	0	Aplicable
	V	1.25	β_2	0	0	β_2	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1.25	β_2	1	1	β_2	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
	VII	1.3	β_2	0	0	β_2	1	1	0	0	0	0	1	0	
	VIII	1.3	β_2	1	1	β_2	1	1	0	0	0	0	0	1	no
	IX	1.2	β_2	0	0	β_2	1	1	1	0	0	0	0	1	no
X	1.5	1	1.67	0	β_2	0	0	0	0	0	0	0	0	Alcarrilla	

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

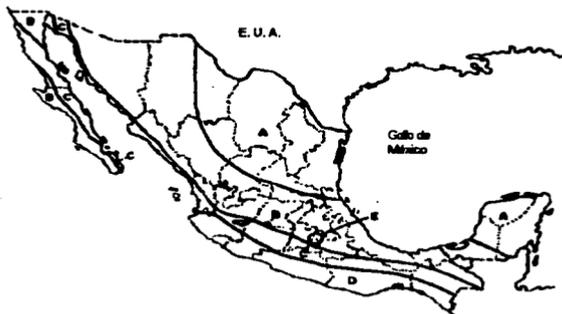


FIGURA 6-3-1.- Regionalización Sísmica de la República Mexicana

La zona "A" es la de menor intensidad y la "D", la de mayor, la "E" corresponde a la zona metropolitana de la Ciudad de México.

Las fronteras entre zonas comunes corresponden a curvas de igual aceleración.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Espectros de diseño para estructuras comunes (Grupo B)**

ZONA SISMICA	TIPO DE SUELO	sa	c	Ta seg	Tb seg	r
A	I	0,02	0,08	0,2	0,6	1/2
	II	0,04	0,16	0,3	1,5	2/3
	III	0,05	0,20	0,6	2,9	1
B	I	0,04	0,14	0,2	0,6	1/2
	II	0,08	0,30	0,3	1,5	2/3
	III	0,10	0,36	0,6	2,9	1
C	I	0,09	0,36	0	0,6	1/2
	II	0,13	0,50	0	1,4	2/3
	III	0,16	0,64	0	1,9	1
D	I	0,13	0,50	0	0,6	1/2
	II	0,17	0,68	0	1,2	2/3
	III	0,21	0,86	0	1,7	1
E	I	0,04	0,16	0,2	0,6	1/2
	II	0,08	0,32*	0,3	1,5	2/3
	III	0,10	0,40*	0,6	3,9	1

*Véase variante en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

**Para estructuras especiales (Grupo A) el valor de c deberá multiplicarse por 1,5 (uno cinco)

TABLA 6-3-2

Para mayor comprensión de esta tabla véase la figura 6-3-2
 Se deberá cumplir que a/Q o a/Q' sean menores a uno

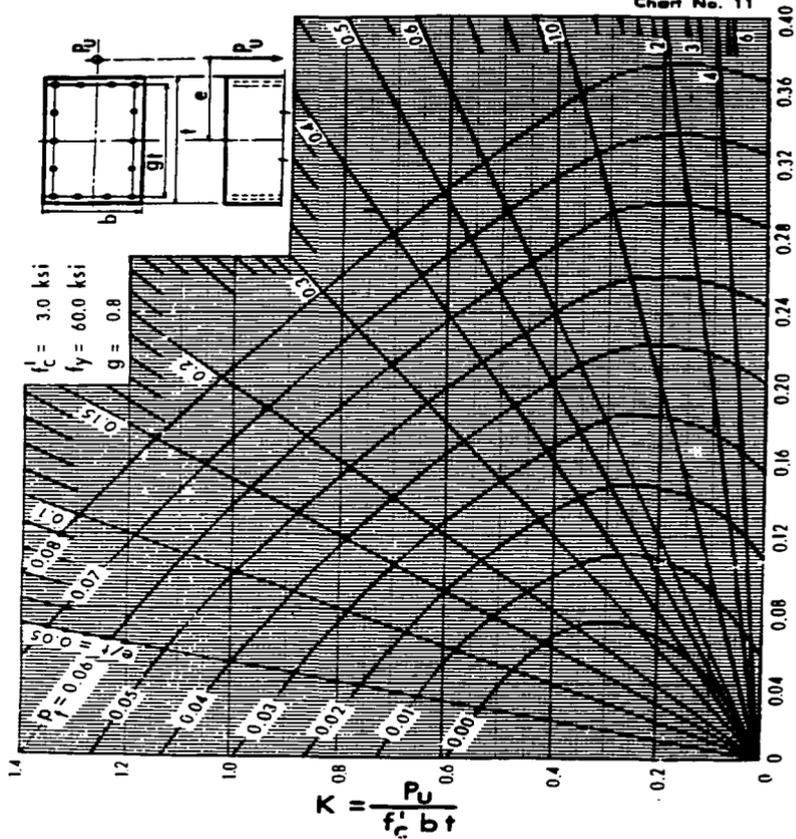
TRABAJOS CON
 FALLA DE ORIGEN

APÉNDICE C

GRÁFICAS ACI

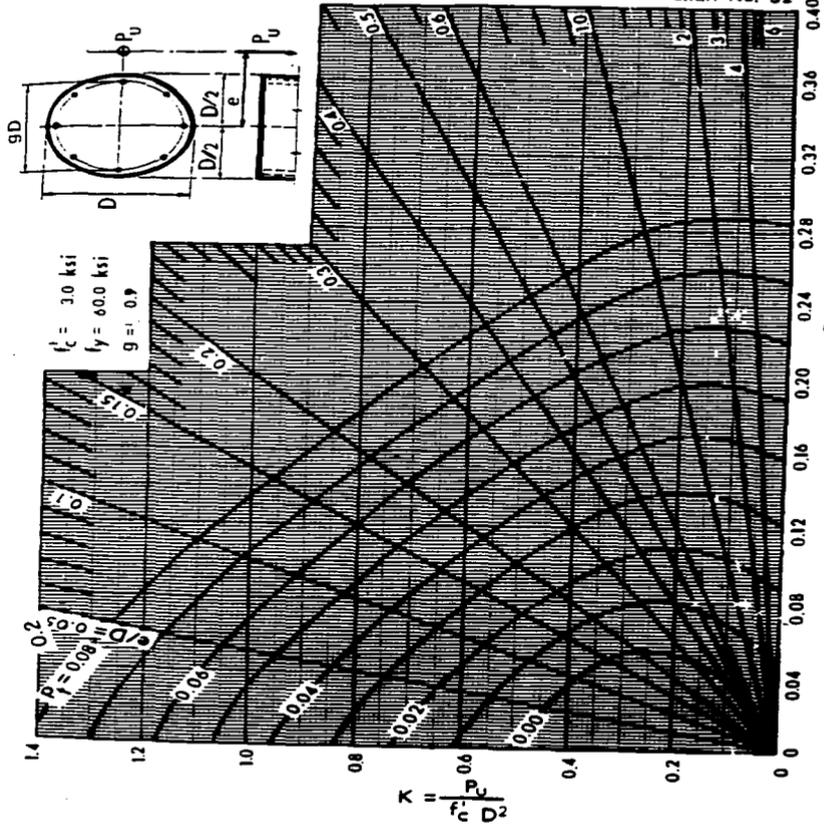
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Chart No. 11



TRAZO CON
 FALLA DE ORIGEN

Chart No. 32



$$K \frac{r}{D} = \frac{P_u e}{c D^3}$$

TEJES CON
FALLA DE ORIGEN

BIBLIOGRAFÍA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

BIBLIOGRAFÍA

- **NORMAS TÉCNICAS PARA EL PROYECTO DE PUENTES CARRETEROS
TOMO I
SCT
1986**
- **ULTIMATE STRENGTH DESIGN OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS
EVERARD NOEL J.
COHEN EDWARD
AMERICAN CONCRETE INSTITUTE**
- **DISEÑO DE CONCRETO ARMADO
SERIE SCHAUM
EVERARD NOEL J.
TANNER JOHN L.
MC GRAW HILL**
- **MECÁNICA DE SUELOS TOMO II
JUÁREZ BADILLO
RICO DOMÍNGUEZ
LIMUSA**
- **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO
NILSON
LIMUSA**
- **CONSTRUCCIÓN DE PUENTES EN TABASCO
ESCALANTE SAURI CEDRIC IVÁN
SCT**

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN