

Armando Aguilar Meléndez

2

2EJ

PROYECTO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA
PRESFORZADA DE UN PUENTE SOBRE EL ESTERO
TENECHACO EN LA CIUDAD DE TUXPAN, VERACRUZ.

FALLA DE ORIGEN

Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil

Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Ingeniería

México, D.F.

1995



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-096/95

Señor
ARMANDO AGUILAR MELENDEZ
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

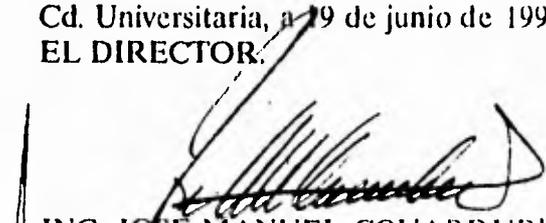
"PROYECTO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA PRESFORZADA DE UN PUEBTE SOBRE EL ESTERO TENECHACO EN LA CIUDAD DE TUXPAN, VERACRUZ"

- INTRODUCCION**
- I. ESCENARIO**
 - II. ELECCION DEL TIPO DE PUEBTE**
 - III. ESTRUCTURACION DEL PUEBTE**
 - IV. ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA**
 - V. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA**
 - VI. CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 19 de junio de 1995.
EL DIRECTOR.


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*nlI

ADVERTENCIA

Mi optimismo no llega a grado de ingenuidad y por ello sospecho que serán muchas las personas quienes tan solo leerán las dedicatorias. Idea reafirmada mientras me documentaba al respecto, pues entendí que dicha costumbre de no leer las tesis muy probablemente se debe a que después de ver las dedicatorias, el lector decida por motivos de salud no averiguar más de tales mamotreos. Esta posible causa de la ausencia de lectores de tesis sugiere poner más cuidado al redactar las dedicatorias, quizás podrían colocarse al final del texto u omitirse.

Para probar que las personas suelen concentrar su atención en las dedicatorias y de ahí mismo sacar sus conclusiones, tendría que haber impreso solo las dedicatorias en cantidad suficiente para lograr el volumen de rigor. Sin embargo, no pude convencer a mi director de la trascendente aportación que haríamos al demostrar que no vale la pena gastar en la impresión de toda la tesis, porque la gente usualmente no lee más allá de las dedicatorias.

La carta firmada por mi mamá donde se compromete a leer el primer capítulo de este texto me evitará un nuevo trauma.

AAM

A

ARMANDO AGUILAR LARIOS,

ARACELI MELÉNDEZ AVIÑA,

ARACELI AGUILAR MELÉNDEZ,

Y

GRISSEL AGUILAR MELÉNDEZ,

Por todo, excepto: 1) El que conociéndola tan bien mi papá no me avisara que en esta universidad hasta estudiar era necesario, 2) La consigna de mi mamá: cuando te recibas te casas, la cual por poco me convierte en un pasante de por vida, 3) El incómodo precedente que estableció en la familia mi hermana mayor al cursar brillantemente una carrera universitaria y 4) La ocurrencia de mi otra hermana quien en afán de molestarme y demostrar que no ha aprendido nada bueno de mi también ingresó a la universidad.

A

DON PEDRO L. MELÉNDEZ, Jacoba Aviña C., Isabel Aguilar L., Francisco Sosa, Pedro U. Meléndez O., Osmani Meléndez O., Jesús Meléndez A., Doris Ortega, Odette Meléndez O., Orestes Meléndez O., Victor Marín M., Nisao Ogata A., Carlos A. Herrera G., Gustavo Aoyama O., Joel Ruiz R., Rosi Salguero P., Maricela Salguero P., Elizabeth Gorrochotegui L., Alejandra Gorrochotegui, Rosi Larios, Carlos Cordero F., Alfredo García Cano M., Raúl Salazar M., Oscar Becerra, Rubén Mar, Marco Morales C., Jose Luis Vazquez A., Jorge Marmolejo, Cristina, Leonardo Flores C., Homero, Marcelo Morales S., Jorge Hernández, Luis F. Chong., Jorge D. González R., Jorge Cobos C., Paty Rosas V., Heidy Rascón, Ia Medellín P., Blanca M. López, Nidia I. García, Julieta Barragán, Tere Benítez, Luis D. Villanueva I., Vicente Zenil, Dora Villa R., Luz M. Martínez, Matilde Martínez, Julieta Rodríguez, Genny Gonzalez, Yanet, mis ex-alumnos de la escuela Albatros, Blanca Vianey H., Carmen Flores V., Gabi Flores V., Gisela Meléndez A., Pilar Aviña, Petra Aviña, Gustavo Meléndez A., Leti Meléndez A., Estuardo Meléndez A., Pati Meléndez A., Etelvina Meléndez A., Maricela Uscanga, Albérica Lara, Juan Abraham, Francisco Sosa A., Alejandro Sosa A., Gabriela Sosa A., Ricardo Sosa A., Mario Olvera M., Gisela Marín M., Leti Abraham M., Jalil Abraham M., Erick Meléndez U., Estuardo Meléndez U., Efraín Meléndez U., Lulú Meléndez, Ivone Meléndez, Pedro Meléndez L., Nora Meléndez L., Claudia V. Herrera V., Joane, Jeanifer, Denise,

(lugar exclusivo para cuando ella desee hacerlo suyo), Quetzí Flores V., Karla P. Herrera B., Ángela Purata y Demi Moore.

Quienes hacen vivible este planeta y/o que cooperaron para que yo no enloqueciera mientras asistía a la cámara de tortura (a) La Escuela (al menos lo intentaron).

Las Quejas se reciben en el teléfono y fax 4-45-37 de Tuxpan, Ver.

A

El Honorable Ayuntamiento Constitucional de Tuxpan, Ver.

AGRADEZCO ESPECIALMENTE:

Al Ing. Miguel Ángel Rodríguez Vega por ser un director sumamente paciente y hasta subersivo.

Al Ing. Carlos Ramos Aguilar por compartir su experiencia en Puentes y facilitar la realización del presente proyecto.

Al Ing. Javier Cortés por el apoyo brindado a pesar de las comidas aún no debidamente finiquitadas.

Y a los profesores: Daniel Díaz Díaz, Gilberto Martínez, Luis Silva Guerrero, Margarita Puebla, Adriana Cafaggi, Alvaro Ortiz Fernandez, Julio de la Piedra, Mario Moreno, Esteban Salinas, Ricardo Padilla, G. Argil Carriles, Enrique Cesar Valdés, Claudio Merrifield C, Jose L. Trigos S., Francisco Torres H., Bernardo Moguel, Ariel Cano y Graciela Paredes G. quienes por alguna extraña razón casi me convencieron de que estudiar no es tan malo.

Índice

Introducción	10
Capítulo I.- Escenario	13
Capítulo II.- Elección del tipo de puente	21
Capítulo III.- Estructuración del puente	26
Capítulo IV.- Análisis estructural de la superestructura	43
Capítulo V.- Diseño estructural de la superestructura	54
Capítulo VI.- Conclusiones	109
Bibliografía y referencias	112

I n t r o d u c c i ó n

Inevitablemente se construirán puentes en México (independientemente de que el beneficio sea para la mayoría de los mexicanos o solo para los que aparecen en alguna de las listas de los millonarios de *Forbes* o de los grandes ausentes de Almoloya) porque:

1) Déficit (terminología propia de la modernidad neoliberal que han promovido nuestros gobernantes y conste que no me gradúo de *Harvard*) importante en carreteras persiste en México, pues el propio "director general de Conservación de Carreteras de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), Cedric Iván Escalante, reconoció que el 53 por ciento de los 245 mil kilómetros de carreteras federales tiene más de 30 años y ya son obsoletas". Además según datos de la misma SCT "de acuerdo a un modelo francés, denominado *Sister*, el estado físico de las carreteras del país se encuentran en 28 por ciento en pésimo estado, 29 por ciento en malo, 25 por ciento en regular y sólo 18 por ciento en bueno". Situación grave porque "el transporte carretero resulta estratégico para la economía del país, ya que moviliza 98 por ciento

de los pasajeros y al 60 por ciento de la carga a nivel nacional" (El Financiero 27/IV/95). Por ello está programado continuar con la construcción de supercarreteras en todo el país, lo cual será más fácil realizar si la economía de México es lo suficientemente sana y estable, para que no se padezcan situaciones como las actuales, en que los peajes de las supercarreteras en servicio tendrían que disminuir hasta 75 por ciento para que sea costeable utilizarlas y en donde los propios concesionarios de las carreteras, deben cerca de cinco mil millones de dólares en créditos contratados a tasas de 30 por ciento que hoy superan 80 por ciento (El Financiero 9/V/95).

2) La construcción de modernos ferrocarriles que sustituyan a los que existen en México y que presentan aún mayor atraso que el que afecta a las carreteras resulta indispensable, por tal motivo surge la no muy original solución de privatizar próximamente al sistema ferroviario en segmentos regionales, dividiéndolo en tres empresas regionales integradas verticalmente, creando adicionalmente una compañía de control de tráfico y servicios en la zona metropolitana de la ciudad de México --Ferrocarril del Noreste, Ferrocarril del Noroeste, Ferrocarril del Sureste y Sistema Integral para la Zona Metropolitana-- (El Financiero 16/VI/95).

3) Caminos elevados que cumplan con características físicas muy concretas que aumenten la seguridad, la rapidez y la comodidad en el transporte terrestre se requieren con mayor frecuencia en las ciudades.

Por lo tanto, los puentes como obras que usualmente forman parte de las vías terrestres mencionadas, sufrirán un auge importante en su construcción durante los próximos años.

En esta perspectiva surge el presente proyecto de la superestructura de un puente presforzado sobre el estero Tenechaco en la ciudad de Tuxpan, Veracruz, que menciona algunas de las consideraciones en los proyectos de puentes, y en especial de los puentes de concreto presforzado, y al mismo tiempo sirve de pretexto para destacar la importancia de realizar mayores estudios al respecto para que aumenten las posibilidades de que dichos puentes por realizarse sean planeados, diseñados, construidos y administrados por *ingenieros mexicanos* (la ausencia de la palabra *civil* dentro del título de Ingeniero Civil quizás pronto sea la norma, pues tal vocablo en esa profesión parece cada vez poseer menos sentido y significado).

I

Escenario

¿Me obligan a pagar tributo como lo hacían mis prehispánicos pobladores, los huastecos, en afán de conservar la tradición? ¿Me castigan porque la avanzada organización social, económica y política que desarrollaron mis primeros moradores obligó a los recién llegados españoles a invertir mucho de su civilizado tiempo en desbaratarla? ¿Me reprochan deslealtad cometida por uno de mis alcaldes hacia su padrino político Hernán Cortez? ¿Me relegan por práctica deshonesta efectuada por mi gobernador Nuño de Guzmán, quién en franco reto a la organización mundial de comercio vendió cerca de diez mil indígenas como esclavos sin pagar un solo arancel a las islas del caribe por su introducción? ¿Me acometen porque permití el libre tránsito de armas y ejércitos sin distinción de bando durante el inicio del período independentista? ¿Me reclaman haber sido el puerto que retrasó el éxito del bloqueo comercial impuesto por los Estados Unidos en 1846 a México en el puerto de Veracruz, y que forzó a los estadounidenses a atacarme un año después distrayéndolos de más importantes ocupaciones? ¿Se

me exige pagar el pasatiempo elegido por mi gente oligarca de unirse a los conservadores y a los franceses en su lucha contra los liberales, hasta lograr que los invasores se apoderaran de Tampico? ¿Me atacan porque promoví la industria del tráfico de seres humanos al recibir también inmigrantes ingleses, austriacos, italianos, libaneses y chinos? ¿No me disculpan la ausencia de una infraestructura propia que facilitara el saqueo, perdón, transporte del petróleo y demás riquezas de la región? ¿Me recriminan que de mis tierras saliesen personas con buena dosis de lucidez combinada con otras características menos virtuosas, como el *Tlacuache César Garizurieta* quien en tiempos del alemanismo proclamó que vivir fuera del presupuesto era vivir en el error? ¿Se me hostiga porque no di empleo permanente a Fidel Castro y lo obligué a irse a Cuba a conseguir chamba de guerrillero? ¿Me impugnan porque ni siquiera pude retener a mi hijo predilecto Jesús Reyes Heróles quien por más que le regale biblioteca, Unidad Deportiva y hasta un boulevard, prefirió irse a darle nueva vida al sistema político mexicano? En fin, alguna razón habrá para que me mantengan en semejantes condiciones. O ¿no?

Dudaba si esto último lo había realmente escuchado o tan solo imaginado, así que después del resultado negativo de la prueba antidoping y de la reconfortante visita a mi bellísima psicóloga, opté por verificar ciertos detalles:

- Del total de viviendas en Tuxpan --cerca de 19,000-- aproximadamente el 48 por ciento carece de servicio de agua entubada (manera sutil de afirmar que no se garantiza que el agua sea potable). Mientras que 55 por ciento no tiene servicio de drenaje y la descarga de las aguas residuales de la red de alcantarillado y de los residuos industriales se realiza en su mayoría de

manera directa en el río Tuxpan, es decir, sin ningún tipo de tratamiento ni siquiera "psicológico" pues hay descargas al mismo río en pleno centro de la ciudad.

- Aproximadamente el 85 por ciento de las viviendas en la ciudad disponen de servicio de energía eléctrica. Información incompleta porque no hay referencias que aclaren cuántas de las viviendas poseen tele y en cuántas viven los extraterrestres.

- De la totalidad de caminos en el puerto aproximadamente el 29 por ciento es de concreto hidráulico, el 17 por ciento de concreto asfáltico y el 54 por ciento de Terracería. Datos que incluyen a aquellas calles pavimentadas dignas de *Misterios Por Resolver* pues con una rapidez insólita suelen regresar a sus orígenes terrenales.

- El 29 de noviembre de 1994 se inauguró el tramo carretero Tihuatlán-Tuxpan y el ramal a Poza Rica (con una inversión de 415 millones de nuevos pesos) como parte de la primera de varias etapas en que se programó concluir la supercarretera de Tuxpan al Distrito Federal, la cual una vez en operación convertirá en la práctica a Tuxpan en el puerto del golfo más cercano a la ciudad de México (273 km *versus* los 433 km que separan a Veracruz del D.F.), sin embargo, la crisis económica del país iniciada en diciembre del mismo año ha retrasado la conclusión de tal vía que se realiza en la modalidad de obra concesionada --tan solo el tramo carretero actualmente en servicio de dicha supercarretera financiado por el Banco Nacional de México (Banamex) se reestructura en septiembre de 1995 a través de las Unidades de Inversión (Udi), y se negocia también una extensión en los plazos de concesión (el período inicialmente

establecido es de 20 años)--.

- 22,000 barriles diarios de crudo pesado se queman actualmente en dos unidades generadoras de energía eléctrica, de las seis que formarán parte de la Central Termoeléctrica Adolfo López Mateos establecida en la que hasta antes de iniciada dicha construcción era una de las más bellas playas de Tuxpan. Lo que significa entre otras cosas que cuando estén en funcionamiento la totalidad de las unidades proyectadas se quemará al día 66,000 barriles de combustóleo (aproximadamente el 60 por ciento del volumen de la gasolina que se consume actualmente en el Valle de México), para satisfacer la demanda creciente de energía eléctrica en el D.F. y su zona conurbada, de tal manera que incluso las posibilidades de encontrarse en las playas Tuxpeñas con chicas sexis tipo Sharon Stone en "Basic Instinct" pueden ser gravemente mermadas.

- La posible construcción de un ferrocarril moderno que integre al puerto Tuxpeño a la red ferroviaria nacional constituye junto con la supercarretera México-Tuxpan parte importante de la infraestructura requerida, para que Tuxpan deje de ser una ciudad con un movimiento portuario diez veces menor que Veracruz, y al mismo tiempo supere la difícil situación que afecta en 1995 a sus instalaciones portuarias que trabajan al 20% de su capacidad pues por ejemplo, de haber movilizadado 46,896 contenedores en 1990, movilizaron tan solo 8,700 unidades en 1994 (mientras no cierre la empresa Delmex Bacardí el puerto tendrá al menos apoyo moral).

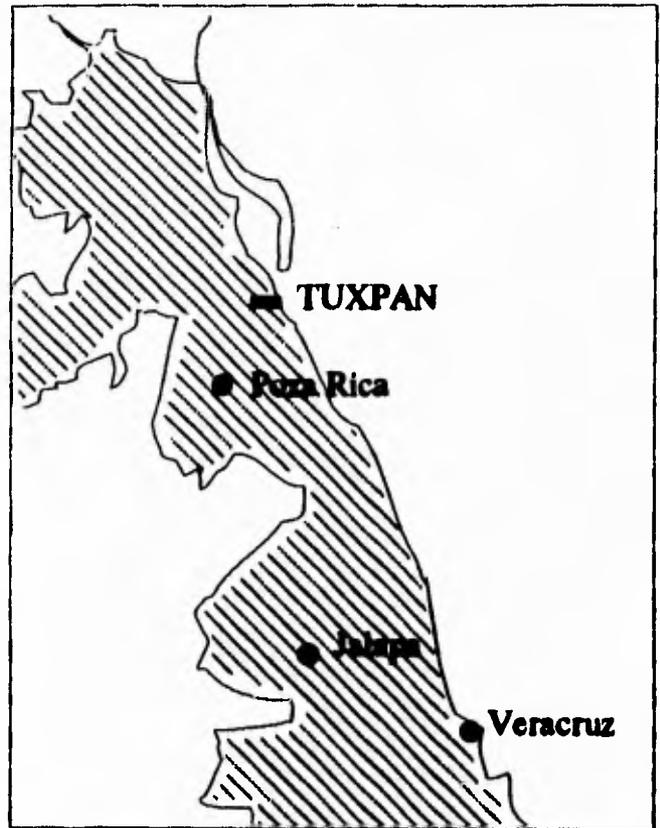
Aún no se si Tuxpan me habló personalmente o tan solo fue una filtración de información

más, pero seguramente los detalles observados serían suficientes para desanimar a muchos, sin embargo, o mi cerebro padece de atrofia crónica o estoy contagiado de esa enfermedad exótica que lo convierte a uno en soñador (se cree en los Reyes Magos pero no en las promesas de campaña electoral), pues parece que solo con una explicación de ese tipo se entiende que a mis veintitantos años crea que Tuxpan muy pronto sacará provecho de los recursos que aún posee y además considere que es posible cambiar las condiciones socioeconómicas y políticas actuales de México por otras mucho menos injustas, aun en la gravísima crisis que afecta al país y que evidenció que las dramáticas situaciones (reconocidas por el propio gobierno de México) que favorecieron el ¡Ya basta! chiapaneco de inicio del 94 son comunes en muchas partes del país, por lo que cada vez más mexicanos comparten la convicción de que urge la Justicia y la Libertad que tanto le han escamoteado a México. Sin embargo, para lograrlo es indispensable que la sociedad mexicana afectada *no olvide más y asuma el desafío* (por simple instinto de supervivencia más que por espíritu aventurero) de reconstruir a la nación y resarcir así los graves daños: económicos --crisis en la economía del país donde, por ejemplo, en solo tres meses cerca de 500 mil personas perdieron su empleo y en solidaridad los bancos les quitaron casas y autos a otras tantas--, políticos --inestabilidad, ingobernabilidad e intolerancia en el país exacerbadas por los asesinatos que se repiten-- y morales --consecuencia de la ineptitud y la corrupción de funcionarios y empresarios-- que perjudican en 1995 a la mayoría de los habitantes de México, y al mismo tiempo crear las condiciones para sustituir al modelo neoliberal profundizado en el inicio del presente gobierno --en acciones que van desde el paquete económico de Estados Unidos para México hasta las modificaciones a las leyes que permiten la inversión extranjera en el gas, en los ferrocarriles y en la industria de comunicaciones-- por un proyecto nacional que

no desprecie a la historia y que sí beneficie a la mayoría de los mexicanos, quienes a pesar de todo (o precisamente por ello) no quieren que tal transformación se realice por la vía armada. Hasta aquí leyeron mis cuates y de plano dijeron que mejor me pusiera a ver *Los Simpsons*. Ángela, en cambio, me aseguró haber soportado que su novio usara condones verdes fosforescentes en homenaje a la fulana que dirige un programa de televisión con propósitos pseudo ecologistas, que sus compañeras la excluyeran de las pláticas por no estar al tanto de la telenovela de la eterna Cenicienta, que su mamá no le rascara más la espalda para arrullarla porque la tele de la recámara se descompuso, que el chofer de la casa le quitara la llave de su cuarto pues ella no le grabó los programas de televisión de la onda grupera que él quería. Pero que esa nueva tele en ese lugar sagrado: la cantina de su casa. Fue demasiado. Ángela acordó el plan y al día siguiente ella misma fue raptada.

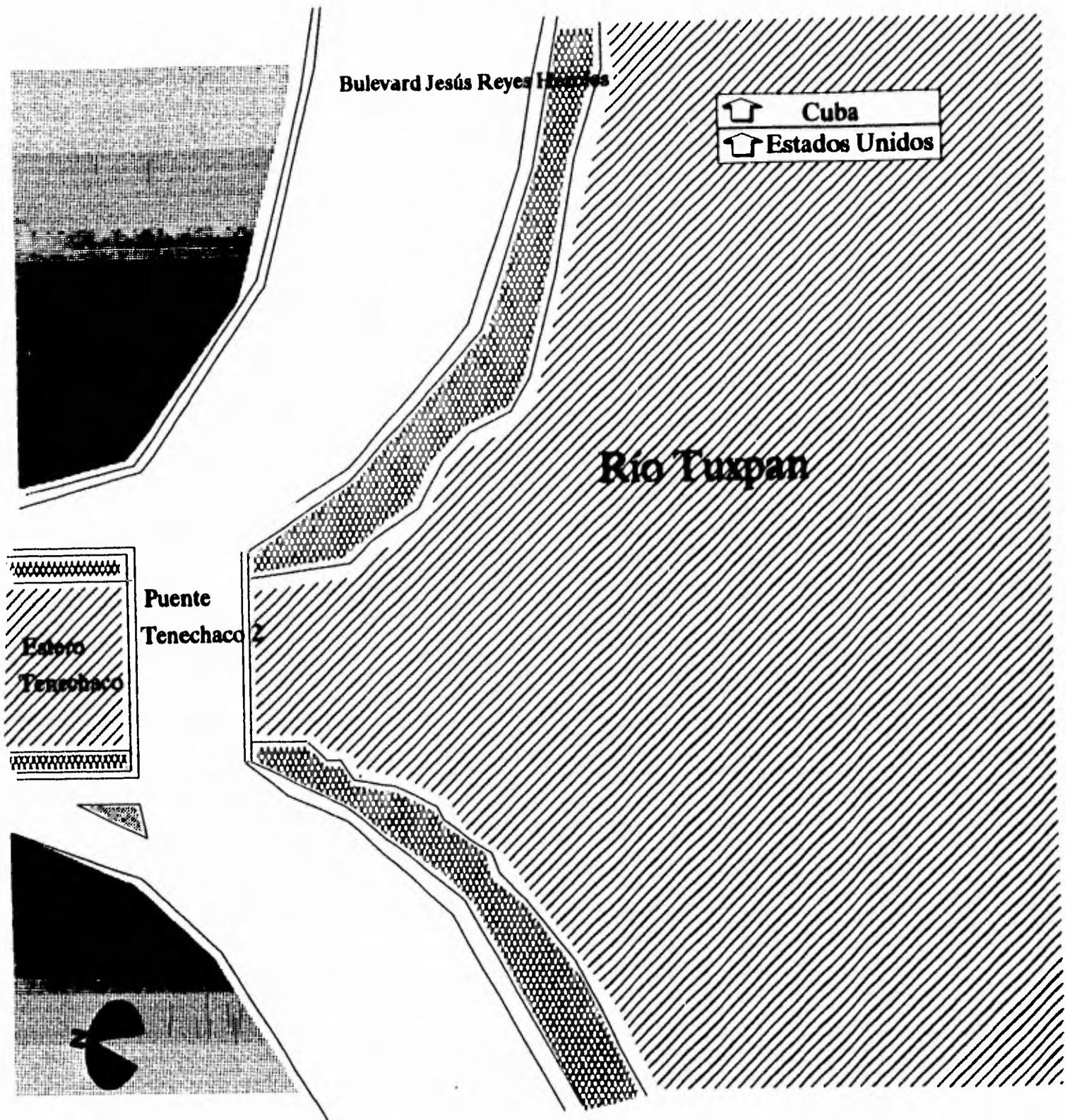
En este contexto surge mi propuesta técnica para la construcción de un puente paralelo al Puente Tenechaco 2, que permitirá aumentar la seguridad, comodidad y velocidad del tránsito vehicular que pasa actualmente por el Puente Tenechaco 2 que forma parte de una de las más importantes vías de circulación de la ciudad, y además reivindicará a los peatones quienes para continuar caminando al lado del río Tuxpan, deben actualmente cruzar el estero Tenechaco a través de una banqueta de 46 cm sobre el Puente Tenechaco 2.

**CROQUIS DE
LOCALIZACIÓN
DE TUXPAN, VER.
MÉXICO**



"Para mayor información favor de mirar detenidamente a su alrededor. Tuxpan también padece muchos de los problemas que afectan a gran parte del país, con la ventaja de que en este puerto los raptos aún son exquisitos."

Ángela



Croquis en planta de la zona del proyecto

II

Elección del tipo de puente

Frustración similar a la del recién egresado que al buscar trabajo se entera que le piden de requisito experiencia surgió al enfrentarme al asunto de elegir el tipo de puente, pues diversos autores de libros sobre puentes y especialistas en la materia, coinciden en que la experiencia junto al criterio del ingeniero son las bases para lograr una elección de puente adecuada.

"La elección del tipo de puente es una operación de síntesis en la que intervienen numerosos parámetros y en la que juega un papel esencial el criterio y la experiencia del ingeniero."

Ing. Guy Grattesat ¹

¹ Concepción de Puentes. Tratado General
Guy Grattesat. Edición Española 1981. Editorial ETA (Editores Técnicos Asociados, S. A.).

"La elección del tipo de puente es indudablemente el aspecto más importante y más difícil en toda la ingeniería de puentes. A pesar de ello, por extraño que parezca, aunque se han escrito muchas obras sobre los métodos de proyecto y construcción de puentes, prácticamente no se han publicado datos útiles relativos a esta fase importantísima del problema."

Ing. C. B. Mc Cullough²

Así, después de hacer memoria y concluir que no cursé ninguna materia de nombre "experiencia", decidí apoyarme fundamentalmente en la aún poca información que respecto a esta fase del proyecto de puentes está disponible, para que junto con mi aportación al respecto lograr una elección acertada del tipo de puente.

Dicha elección depende de numerosas variables: topográficas, hidráulicas, dimensionales, funcionales, etc.. Sin embargo, en el presente proyecto tales variables se reducen debido a que la obra proyectada es un puente paralelo al Puente Tenechaco 2 actualmente en funcionamiento y que comunica a dos avenidas, una de cuatro carriles con camellón al centro y la otra con un ancho de calzada promedio de quince metros, por lo que una vez construido el puente del presente proyecto se tendrá un puente de dos carriles para cada sentido de circulación vehicular.

El claro a salvar es de treinta y seis metros, y para poder tener las dos líneas de tránsito

² Cita en los apuntes de la Clase de Puentes. Vicente Guerrero y Gama. Segunda Edición Corregida. Escuela Nacional de Ingeniería. UNAM. México, D.F.; 1959.

vehicular y cumplir con el gálibo recomendado en las Especificaciones Standard para Puentes Carreteros AASHTO 1989³, se requiere un ancho de calzada de siete y medio metros. Mientras que para lograr la continuidad de la acera en la ribera del río Tuxpan, se necesita una banquetta de dos metros de ancho en el lado del puente que coincide con la margen del río Tuxpan.

La estética del puente del proyecto que permitiera integrarse a la del puente actual (Puente Tenechaco 2) sugirió de inicio un puente de tramo simple, donde las vigas que lo sustentasen estuviesen debajo de la losa del camino, es decir, de manera similar al puente existente. La dimensión del claro y las condiciones atmosféricas recomendaron ampliamente al concreto presforzado como material principal constitutivo.

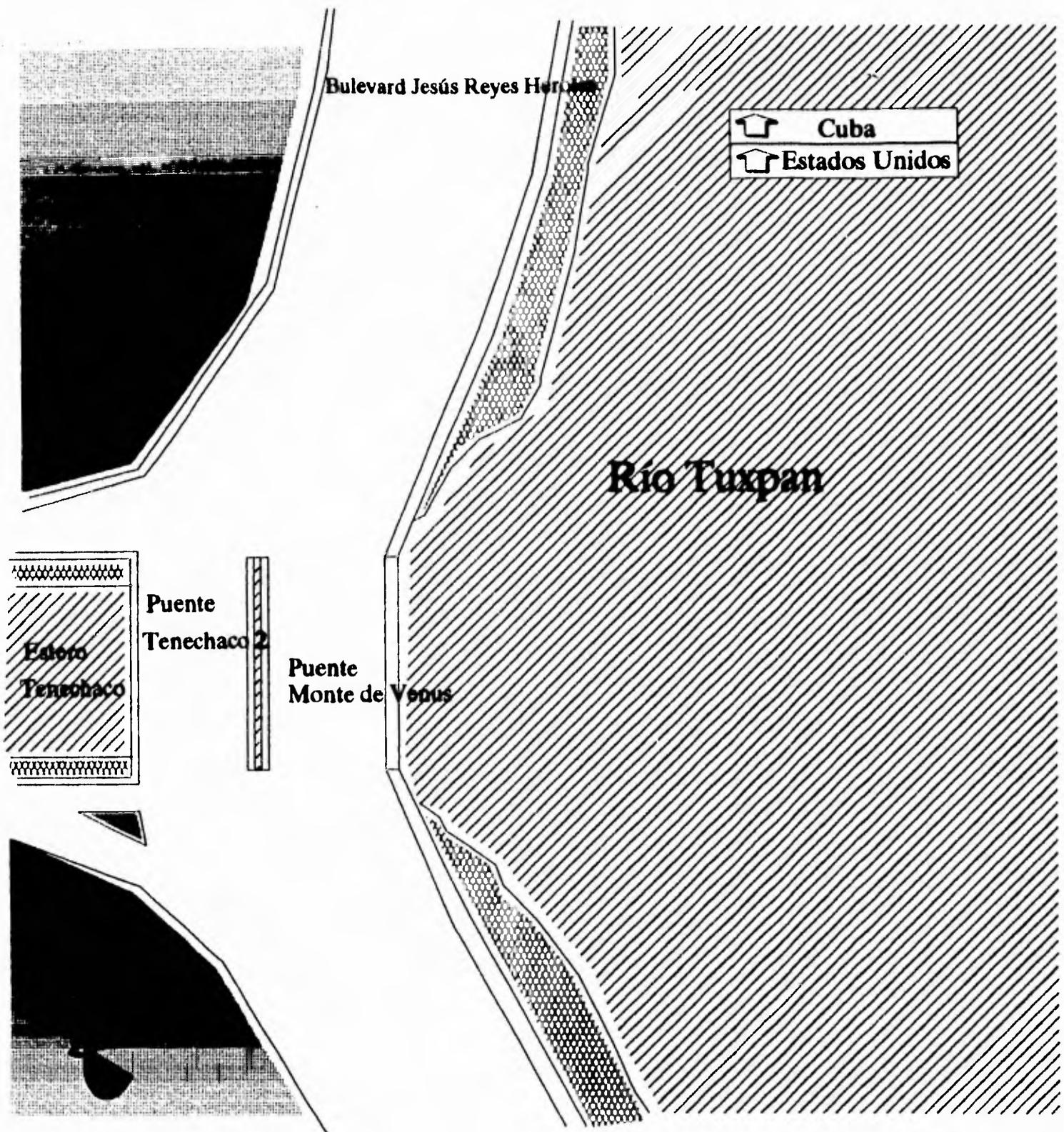
Cimentar al puente solo en las márgenes del estero Tenechaco en lugar de construir también un apoyo en el centro del estero, que al coincidir con la desembocadura del mismo haría muy costosa su construcción, reforzó la idea de optar por un puente de tramo simple de vigas de concreto presforzado, por lo que dicho tipo de puente fue el elegido.

³ SSHB-AASHTO.- Standard Specifications for Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D. C.

Escoger el nombre del puente es un asunto curioso, pues existen obras y particularmente puentes que tienen nombres muy poco originales y de seguir la lógica comúnmente empleada en tales casos, tendría que llamar al puente de este proyecto: "Tenechaco 3" y francamente me resisto a tal situación, pues frecuentemente se dice que una obra es como un hijo e imagino que mis descendientes no disfrutarían mucho llamándose Uno, Dos y Tres, lo cual además apoyaría las ideas de que los alumnos de ingeniería (entendiéndose como las personas que al menos han estado inscritos en la facultad), cuando terminan de cursar la carrera tienen irreversiblemente cuadrículado su cerebro (afirmación de por si temeraria pues considera que la anencefalia no afecta a dichos seres), y de que son los mejores representantes del concepto de analfabeta funcional.

Los nombres de puentes en carreteras suelen indicar el nombre del río o del barranco que se cruza, pero podría darse la misma información con un letrero que dijera "Río Tuxpan - Puente Pepito", o solo el letrero con el nombre del río, por ejemplo, y de esta forma se garantiza que las personas asimilen la información correctamente y no surjan dudas respecto si el nombre de Tenechaco es el mismo del río que cruzan, o ese nombre se dio en honor a algún político encumbrado de la zona o a un personaje mítico.

Mientras aparece quien rebautice al puente y lo utilice para justificar una ceremonia más con su parafernalia correspondiente, llamaré al puente gemelo del presente proyecto con el nombre: *Monte de Venus*.



CROQUIS EN PLANTA CON EL PUENTE MONTE DE VENUS

III

E s t r u c t u r a c i ó n d e l p u e n t e

Para fines prácticos se considera que los puentes están formados por dos partes principales: la subestructura y la superestructura.

SUBESTRUCTURA

La subestructura que sostiene a la superestructura es muy importante puesto que no hay dos fondos de ríos o suelos que sean idénticos, y esto implica que deban realizarse para cada caso estudios de mecánica de suelos que permitan crear un diseño de cimentación económica, que garantice un comportamiento estructural adecuado. Este proyecto no es la excepción, sin

embargo, parte importante de ese estudio de mecánica de suelos consiste en la exploración del subsuelo que en este caso se recomienda realizar de la siguiente forma:

La profundidad de las exploraciones será de 30 metros a partir de la superficie natural del terreno y se harán dos sondeos, uno en cada margen del estero Tenechaco en la zona donde se programa cimentar el puente. Utilizando un método mixto de exploración directa, penetración estandar con tubo liso y muestreo inalterado con tubo Shelby para determinar estratigrafía y realizar las correspondientes pruebas de laboratorio, para obtener las propiedades índice (clasificación, contenido de agua, límites de consistencia, granulometría, peso volumétrico y densidad) y las mecánicas (compresión simple, compresión triaxial y compresibilidad) de los materiales.

Debido a que tales exploraciones no se han hecho y a que tampoco fue posible disponer del estudio de mecánica de suelos realizado para diseñar la cimentación del Puente Tenechaco 2, el presente trabajo solo considera características generales de la posible cimentación.

La subestructura estará formada por dos estribos de concreto reforzado que recibirán en sus muros frontales, las trabes de la superestructura. Cada estribo se apoyará en un cilindro de concreto reforzado con un diámetro de 5 m que se hundirá hasta un estrato resistente identificado en los sondeos (este tipo de cimentación se empleó en el Puente Tenechaco 2 y hasta ahora se ha comportado adecuadamente).

SUPERESTRUCTURA

La noción del presfuerzo tiene orígenes muy antiguos, pues se considera que los egipcios utilizaron el principio del presfuerzo en la construcción de sus barcos *modelo austero 2100 A.C.*. Sin embargo, por razones aún no muy claras, muchos alumnos de ingeniería suelen recordar con mayor facilidad los barriles de madera para añejar vino, como un ejemplo del presfuerzo aplicado con anterioridad al desarrollo del mismo principio en la ingeniería actual.

El presfuerzo aplicado en ingeniería en elementos estructurales es expresado por dos de sus grandes impulsores de la siguiente manera:

"Presforzar un elemento estructural consiste en crear en el mediante algún procedimiento, antes o al mismo tiempo que la aplicación de las acciones exteriores, esfuerzos tales que al combinarse con los correspondientes a las cargas exteriores, anulen los esfuerzos de tensión o los mantengan menores que los esfuerzos permisibles de los materiales estructurales."

Eugene Freyssinet⁴

"Prestressing means the intentional creation of permanent stresses in a structure or assembly, for the purpose of improving its behavior and strength under various service conditions" (presforzado significa la creación intencional de

⁴ cita en la página 16 de la tesis: "Elaboración de apuntes para la asignatura: presfuerzo y prefabricación". Realizada por Luis Enrique Valdés López para obtener el título de Ingeniero Civil. UNAM México, D. F. 1987.

esfuerzos permanentes en una estructura o armadura, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo varias condiciones de servicio).

T. Y. Lin.⁵

El concreto presforzado ha resultado ser un excelente material estructural para muy diversas construcciones y tiene como antecedentes al concreto simple, material estructural pétreo artificial que resulta de la combinación adecuada de agregados gruesos (grava), agregados finos (arena), cemento y agua, y al concreto reforzado, material estructural que se obtiene de la combinación "pasiva" del concreto simple y el acero de refuerzo, es decir, simplemente se colocan juntos ambos materiales y se les permite que actúen en conjunto con lo que ambos pueden resistir. De manera similar el concreto presforzado puede definirse como el material estructural que surge de la combinación "activa" del concreto simple de alta resistencia, y el acero de refuerzo de alta resistencia. Esto se consigue al tensionar el acero y asirlo contra el concreto, de este modo se pone al concreto en compresión. Combinación activa que resulta en un comportamiento mucho mejor de los dos materiales. El acero es dúctil y ahora está preparado para actuar en alta tensión producida por el presfuerzo. El concreto es un material frágil con su capacidad a tensión ahora mejorada por haber sido comprimido, mientras su capacidad de compresión no es realmente perjudicada. Así, el concreto presforzado es una combinación ideal de dos modernos materiales de alta resistencia.

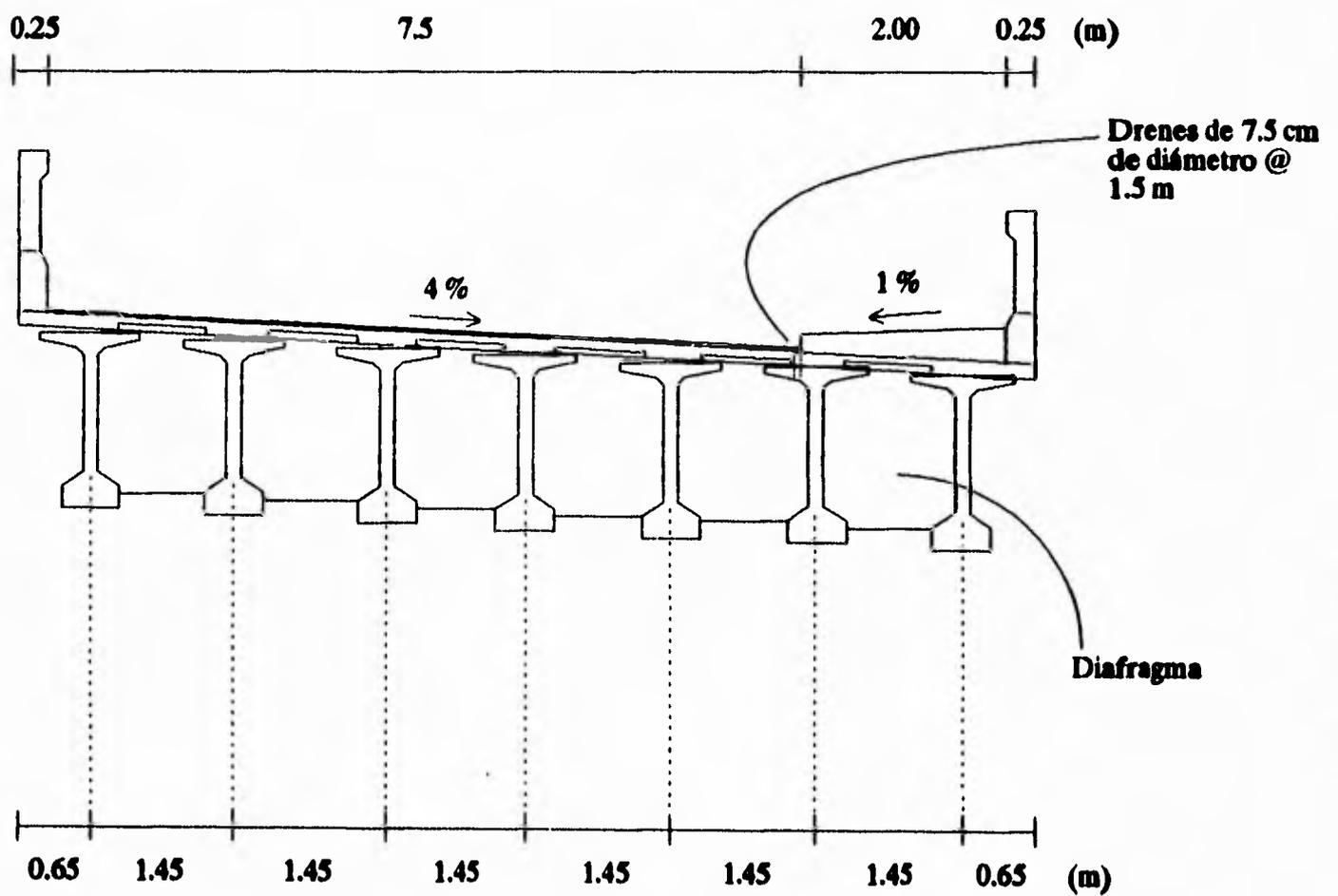
⁵ Design of Prestressed Concrete Structures. T. Y. Lin, Ned H. Burns, Ed. John Wiley & Sons. 1981.

Esto último explica en síntesis las características fundamentales del material principal que formará la superestructura del Puente Monte de Venus de la cual se establecen mayores particularidades enseguida.

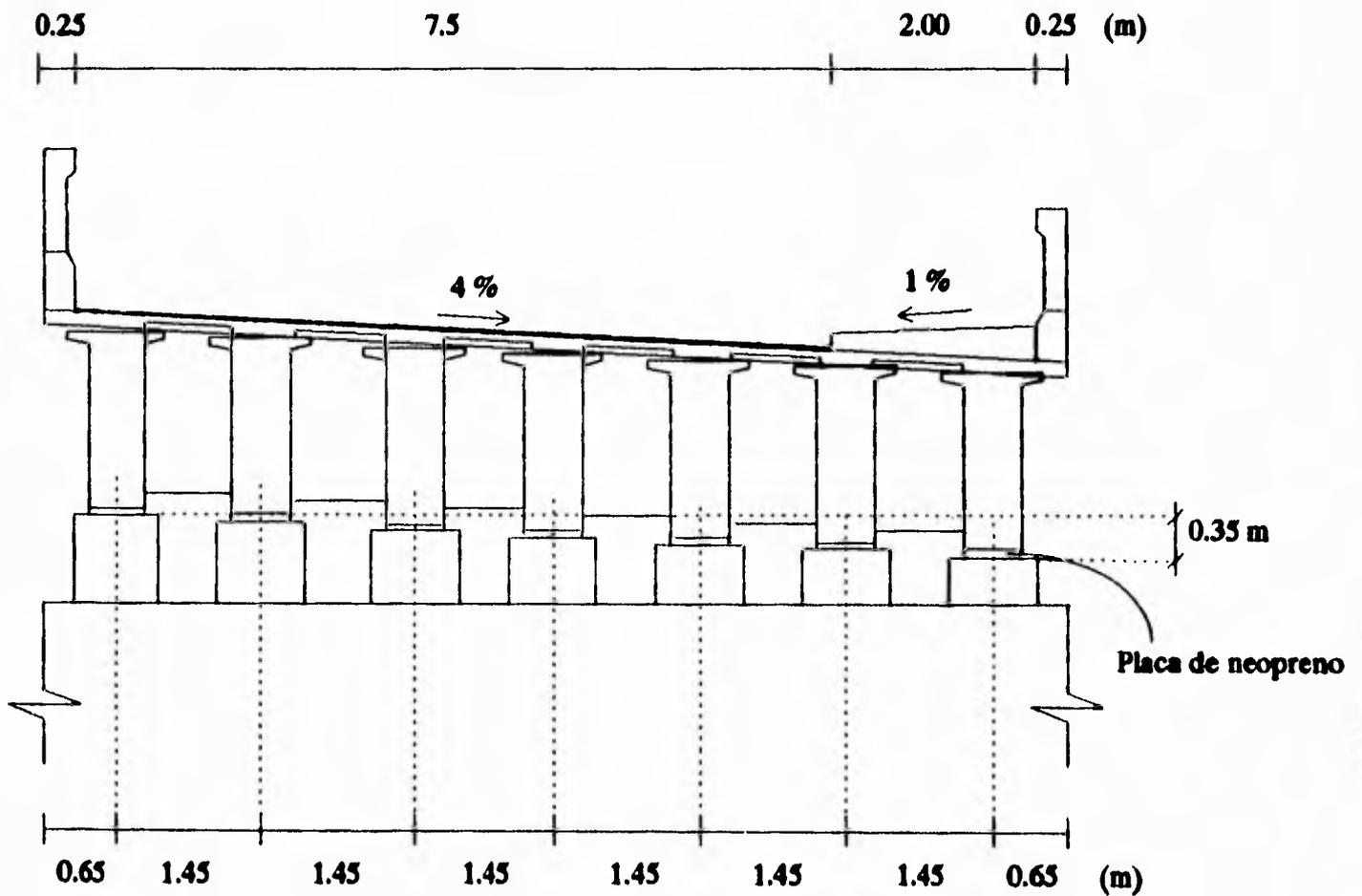
DATOS DE PROYECTO:

Claro del puente:	36.00 m
Ancho total del puente:	10.00 m
Ancho de calzada:	7.50 m
Ancho de la única banqueta:	2.00 m
Ancho de guarnición:	0.25 m
Número de traveses:	7
Número de diafragmas intermedios:	3
Carga móvil:	HS-20-44 y T3-S2-R4
Número de carriles:	2
Espesor de carpeta asfáltica:	0.07 m

SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE MONTE DE VENUS EN EL CENTRO DEL CLARO

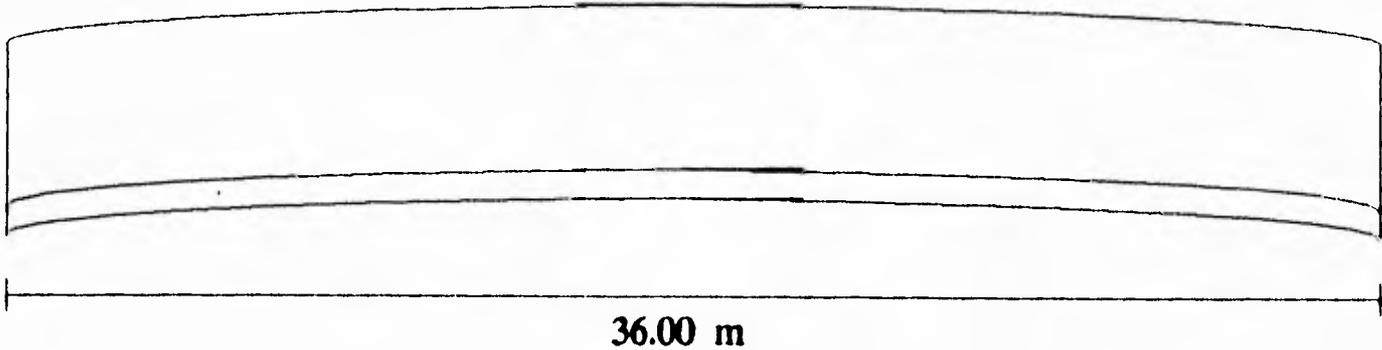


SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE MONTE DE VENUS EN LOS EJES DE APOYO

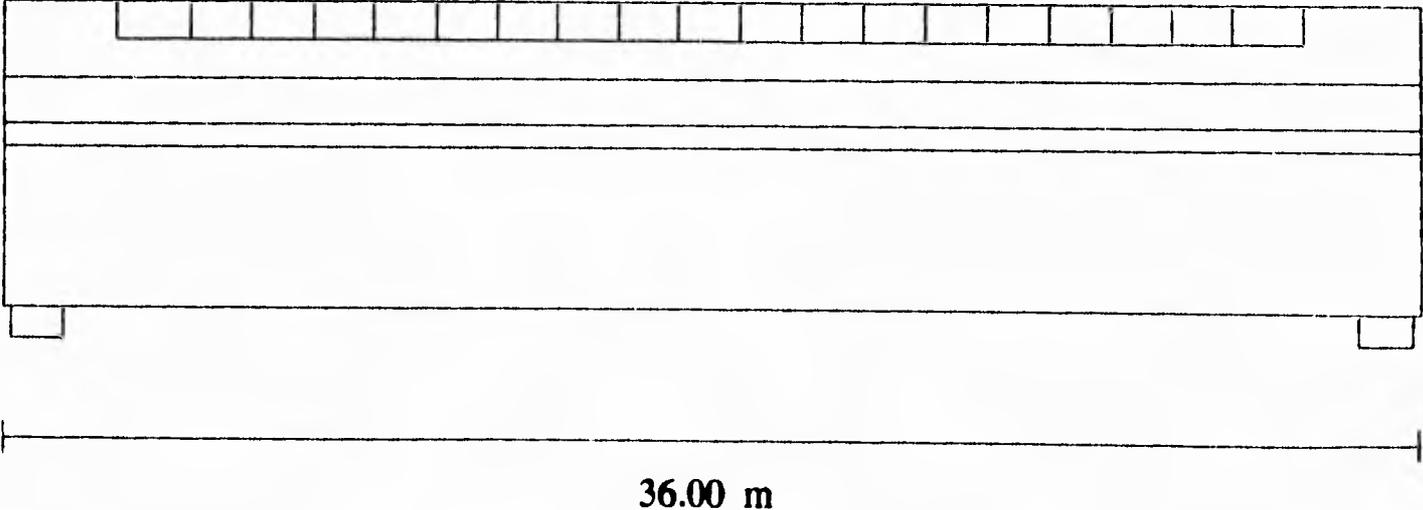


CROQUIS DEL PUENTE MONTE DE VENUS

PLANTA



ELEVACIÓN



DATOS GENERALES DE LA TRABES PRETENSADAS

Longitud de la trabe	36.00 m
Tipo de sección	AASHTO TIPO VI

CONCRETO PRESFORZADO

Resistencia a la ruptura a los 28 días (f 'c)	350.00 kg/cm ²
Resistencia mínima al tensar (f 'ci)	330.00 kg/cm ²
Módulo de elasticidad a los 28 días	

$$E_c = 14,000\sqrt{f'c} = 261,916.00 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad al tensar

$$E_{ci} = 14,000\sqrt{f'ci} = 254,323.00 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo temporal en la fibra más alejada en compresión^o

$$0.6f'ci = 0.6 \times 330 \text{ kg/cm}^2 = 198 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo temporal en la fibra más alejada en tensión^o

$$0.75\sqrt{f'ci} = 0.75\sqrt{330} = 13.62 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión para cargas de servicio^o

$$0.4f'c = 0.4 \times 350 = 140.00 \text{ kg/cm}^2$$

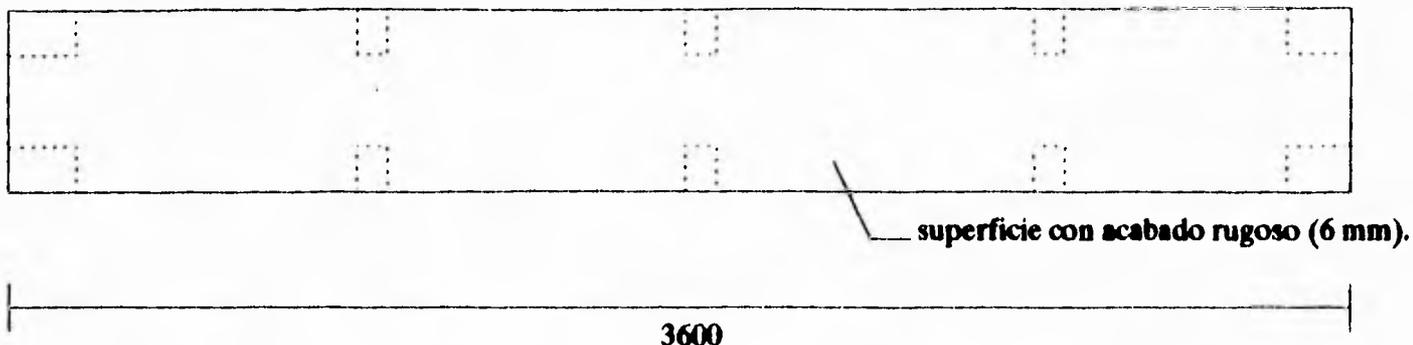
Esfuerzo de tensión en zona precomprimida para cargas de servicio^o

$$0 \text{ kg/cm}^2$$

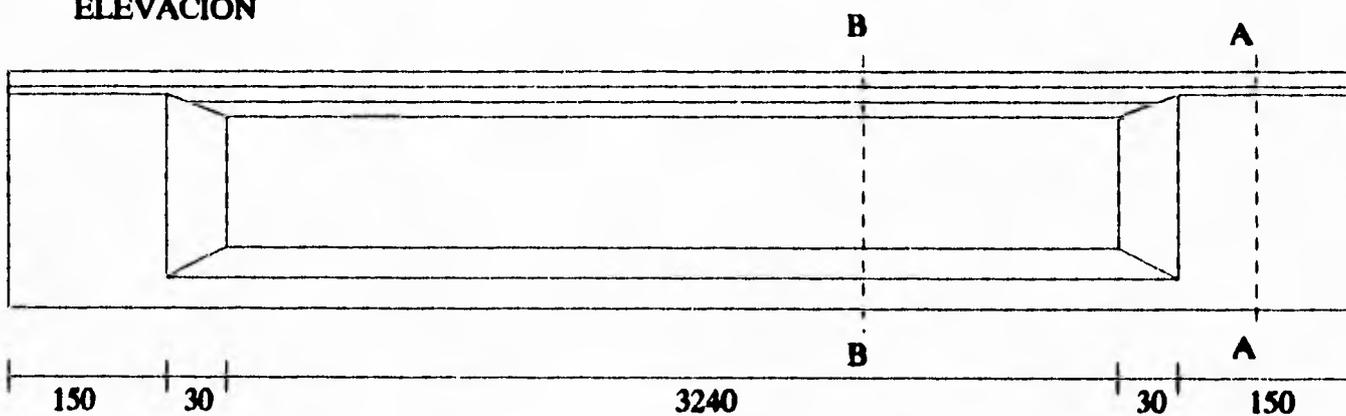
^o Esfuerzos permisibles según Especificaciones Standard para puentes Carreteros AASHTO - 1989

CROQUIS DE LA TRABE PRETENSADA TIPO

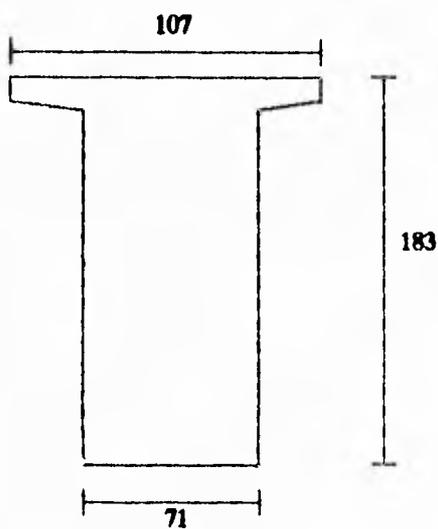
PLANTA



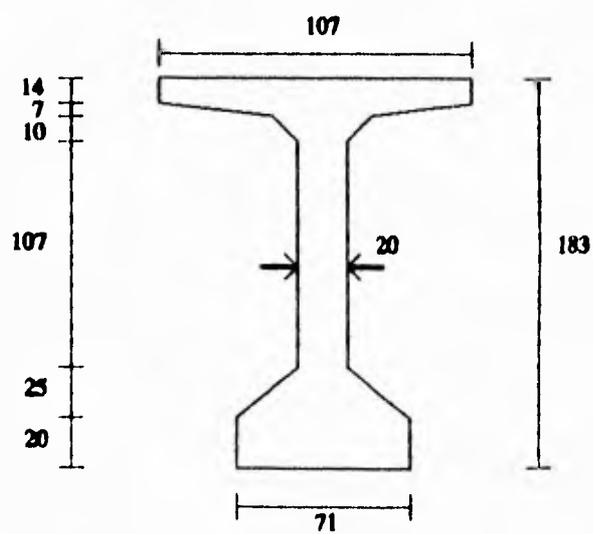
ELEVACIÓN



CORTE A-A



CORTE B-B



(Anotaciones en cm)

CONCRETO SIN PRESFORZAR

Resistencia a la ruptura a los 28 días (f 'c)	250.00 kg/cm ²
Esfuerzo de compresión (0.4 f 'c)	100.00 kg/cm ²

ACERO DE PRESFUERZO

Esfuerzo último mínimo (f 's)	19,000.00 kg/cm ²
Módulo de elasticidad ES	1,970,000.00 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia mínimo * (f*y = 0.85 f 's)	16,150.00 kg/cm ²
Esfuerzo al tensar * (0.75 f 's)	14,250.00 kg/cm ²
Esfuerzo temporal máximo después de que se tengan las pérdidas debidas al acortamiento elástico SH y la relajación del acero CRs (0.85 f*y = 0.72 f 's)	13,680.00 kg/cm ²
Esfuerzo máximo bajo cargas de servicio después de que se presentan todas las pérdidas (0.8 f*y = 0.68f 's)	12,290.00 kg/cm ²

ACERO DE REFUERZO

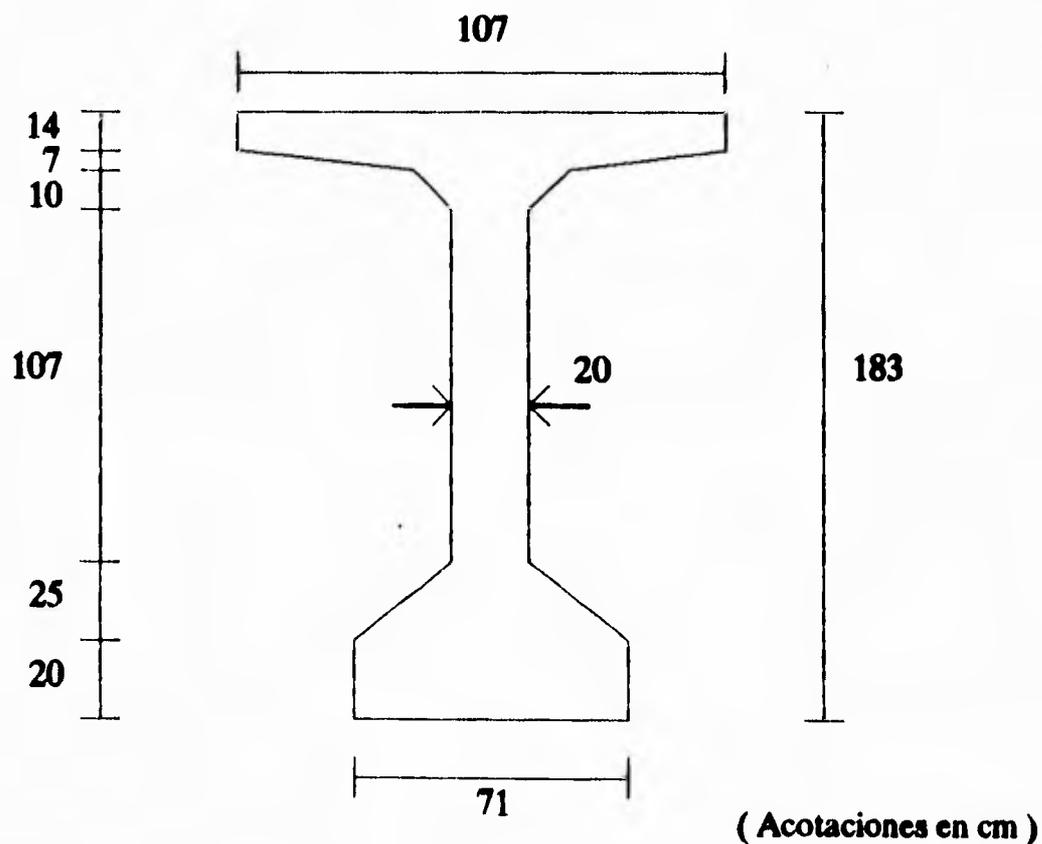
Esfuerzo mínimo a la ruptura f 's	6,000.00 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia mínimo fy	4,000.00 kg/cm ²
Esfuerzo permisible a la tensión (fs = 0.5 fy)	2,000.00 kg/cm ²

DATOS ADICIONALES

Torones de acero de baja relajación

Diámetro del torón (D)	1.27 cm
Área de cada torón del acero de presfuerzo (A_{sp})	0.987 cm ²
Centroide supuesto del acero de presfuerzo (Y_c)	13.39 cm
Porcentaje de humedad relativa de Tuxpan	92.00 %
Porcentaje de humedad relativa de el D.F.	44.00 %
Porcentaje propuesto de pérdidas totales	28.00 %
Claro de la trabe (L)	36.00 m
Separación entre trabes (C.a.C.)	145.00 cm
Espesor del firme	18.00 cm
Ancho superior de la trabe	107.00 cm

SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA AASHTO TIPO VI



CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

» SECCIÓN SIMPLE (Área, centroide y momento de inercia).

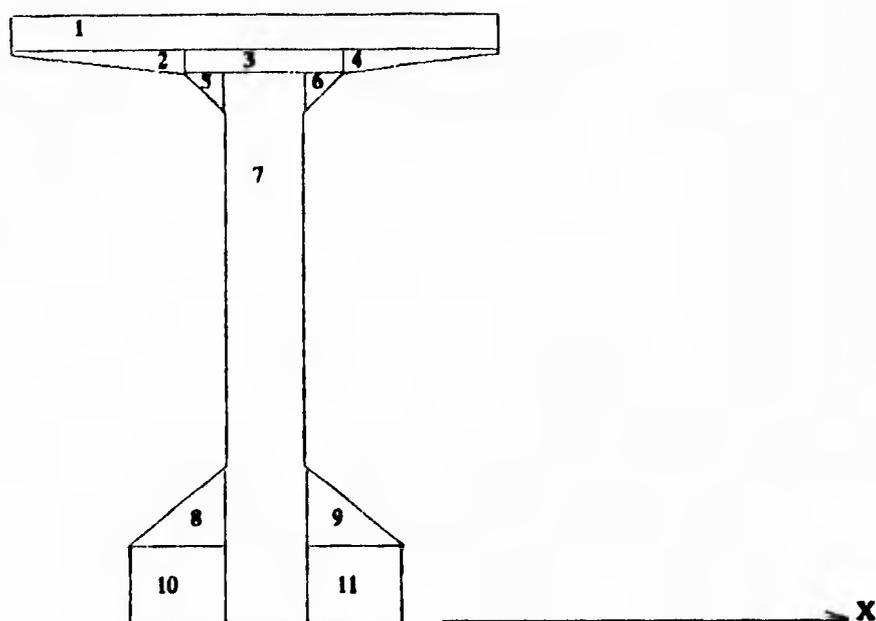
Fig	Base (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Y (cm)	A.Y (cm ²)	Y _{iss} (cm)	d (cm)	d ² (cm ²)	A.d ² (cm ⁴)	I _c (cm ⁴)
1	107.0	14.0	1498.00	176.00	263648.0	93.53	82.47	6801.41	10168517.934	2446700.33
2	33.5	7.0	117.25	166.67	19541.67	93.53	73.14	5349.07	627178.712	319.18
3	40.0	7.0	280.00	165.50	46340.0	93.53	71.97	5179.78	1450338.249	1143.33
4	33.5	7.0	117.25	166.67	19541.67	93.53	73.14	5349.07	627178.712	319.18
5	10.0	10.0	50.00	158.67	7933.33	93.53	65.14	4242.87	212143.727	277.78
6	10.0	10.0	50.00	158.67	7933.33	93.53	65.14	4242.87	212143.727	277.78
7	20.0	162.0	3240.00	81.00	262440.0	93.53	12.53	156.98	212143.727	7085880.00
8	25.5	25.0	318.75	28.33	9031.25	93.53	65.20	4250.52	508627.321	11067.71
9	25.5	25.0	318.75	28.33	6031.25	93.53	65.20	4250.52	1354851.994	11067.71
10	25.5	20.0	510.00	10.00	5100.00	93.53	83.53	6977.15	3558344.719	17000.00
11	25.5	20.0	<u>510.00</u>	10.00	<u>5100.00</u>	93.53	83.53	6977.15	<u>3558344.712</u>	<u>17000.00</u>
			7010.00		655640.5				23652521.81	7168820.00

$$Y_{iss} = \frac{\sum A.Y}{\sum A}$$

$$Y_{iss} = h - Y_{iss}$$

$$I_{ss} = \sum A.d^2 + \sum I_c = 30,821,341.81 \text{ cm}^4$$

División de la sección para el cálculo de propiedades geométricas



RESUMEN DE LAS PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCIÓN SIMPLE:

Área (A_{ss}) =	7,010.00 cm ²
Momento de inercia (I_{ss}) =	30,821,342.00 cm ⁴
Altura sección (h_{ss}) =	183.00 cm
Ordenada superior (Y_{sss}) =	89.47 cm
Ordenada inferior (Y_{iss}) =	93.53 cm
Módulo de sección superior S_{sss} (I_{ss}/Y_{sss}) =	344,488.01 cm ³
Módulo de sección inferior S_{iss} (I_{ss}/Y_{iss}) =	329,534.29 cm ³

» SECCIÓN COMPUESTA

Como la sección compuesta no es una sección homogénea para fines del cálculo estructural se convierte a una sección homogénea virtual, mediante el uso de una relación entre los módulos de elasticidad de los distintos concretos, el de la losa y el de la trabe.

Según AASHTO

$$C.a.C. = 145 \text{ cm.}$$

$$b \leq 12t \text{ (espesor losa)} + b' = 12(18) + 66 = 282 \text{ cm.}$$

$$L/4 = 36\text{m}/4 = 9\text{m} = 900 \text{ cm.}$$

por lo tanto $b = 145 \text{ cm.}$

$$Ec = 14000\sqrt{f'c} \quad \text{si} \quad f'c \geq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{Ec_{trabe}}{Ec_{losa}} = \frac{14000\sqrt{250}}{14000\sqrt{350}} = 0.84515$$

$$b_{\text{efectivo}} = b \times n = 145 \times 0.84515 = 122.55 \text{ cm.}$$

Área, centroide y momento de inercia de la sección compuesta

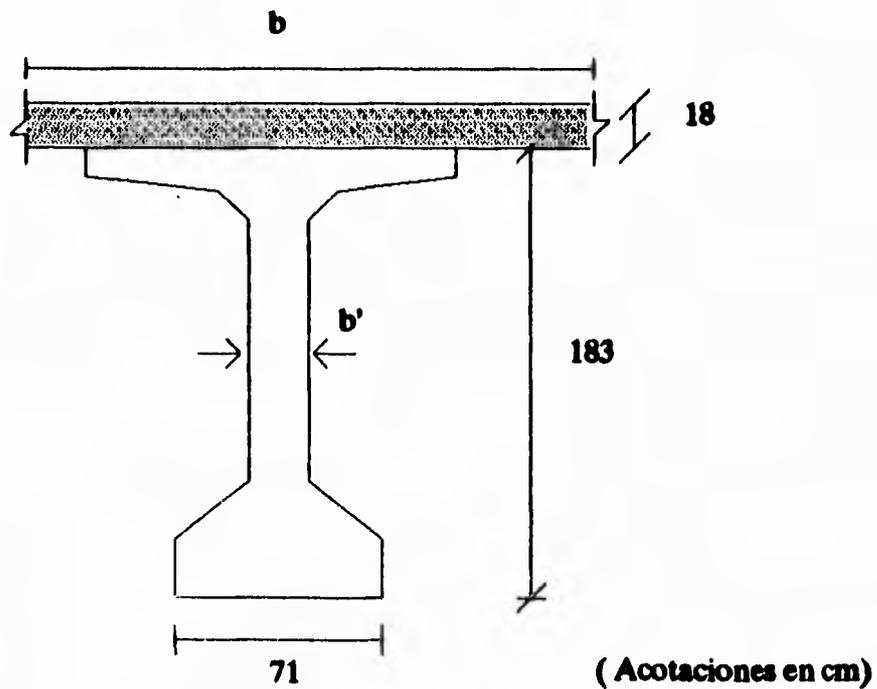
Elem.	Área (cm ²)	Y (cm)	A.Y (cm ³)	Y _{isc} (cm)	d (cm)	d ² (cm ²)	A.d ² (cm ⁴)	I _c (cm ⁴)
S _s	7010.00	192.00	1079178.10	117.10	74.90	5610.07	16269490.81	30880901.11
Losa	<u>2205.90</u>	192.00	<u>423532.80</u>	117.10	74.90	5610.07	<u>12375256.95</u>	<u>59559.30</u>
	9215.90		1079178.10				16269490.81	30880901.11

$$Y_{isc} = \frac{\Sigma A.Y}{A_{sc}}$$

$$Y_{sc} = h - Y_{isc} = 83.90 \text{ cm}$$

$$I_{sc} = \Sigma A.d^2 + \Sigma I_c = 47,150,391.92 \text{ cm}^4$$

SECCIÓN COMPUESTA



RESUMEN DE LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN COMPUESTA:

Área (Asc) =	9,215.90 cm²
Momento de inercia (Isc) =	47,150,392.00 cm⁴
Altura sección (hsc) =	201.00 cm
Ancho efectivo (be) =	122.55 cm
Ordenada superior losa (Ysl) =	83.90 cm
Ordenada superior trabe (Yst) =	65.90 cm
Ordenada inferior trabe (Yit) =	117.10 cm
Módulo de sección superior firme (Ssl) =	561,983.22 cm³
Módulo de sección superior trabe (Sst) =	715,483.94 cm³
Módulo de sección inferior trabe (Sit) =	402,650.66 cm³

IV

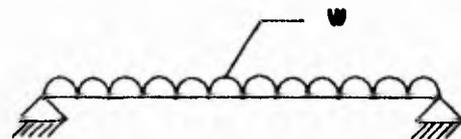
Análisis estructural de la superestructura

CÁLCULO DE LAS CARGAS Y ELEMENTOS MECÁNICOS QUE AFECTARÁN A LAS VIGAS PRESFORZADAS.

» CARGA MUERTA

- Peso propio de cada viga tipo.

$\omega = \text{área de trabe} \times \gamma$



$$\omega = 0.7010 \text{ m}^2 \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 1.682 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Fuerza Cortante máxima}_{(\text{en el apoyo})} = V_{\text{máx}} = \frac{\omega l}{2}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{1.682 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 36 \text{ m}}{2} = 30.28 \text{ ton}$$

$$\text{Momento Flexionante máximo}_{(\text{en el centro del claro})} = M_{\text{máx}} = \frac{\omega l^2}{8}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{1.682 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times (36 \text{ m})^2}{8} = 272.484 \text{ ton.m}$$

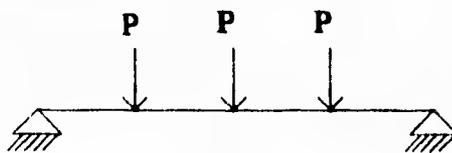
- Peso de diafragmas de concreto reforzado por viga

$$\text{Área diafragma} = 1.8045 \text{ m}^2$$

$$P = \text{área} \times \gamma \times \text{espesor} = 1.8045 \text{ m}^2 \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.30 \text{ m} = 1.299 \text{ ton}$$

$$\text{Fuerza Cortante máxima}_{(\text{en el apoyo})} = 1.5P = 1.5 \times 1.299 \text{ ton} = 1.949 \text{ ton}$$

$$\text{Momento flexionante máximo}_{(\text{en el centro del claro})} = M_{\text{máx}} = \frac{1.5PL}{3} =$$



$$M_{\text{máx}} = \frac{1.5 \times 1.299 \text{ ton} \times 36 \text{ m}}{3} = 23.38 \text{ ton.m}$$

- Peso de la losa correspondiente a cada viga

$$\omega = \text{espesor} \times \text{ancho} \times \gamma = 0.18 \text{ m} \times 1.45 \text{ m} \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0.626 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Fuerza Cortante máxima}_{(\text{en el apoyo})} = \frac{\omega l}{2} = \frac{0.626 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 36 \text{ m}}{2} = 11.27 \text{ ton}$$

$$\text{Momento flexionante máximo}_{(\text{en el centro del claro})} = M_{\text{máx}} = \frac{\omega l^2}{8} =$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{0.626 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times (36 \text{ m})^2}{8} = 101.41 \text{ ton.m}$$

- Peso de Guarnición, banquetas y parapeto de concreto reforzado y asfalto.

$$\omega_{\text{guarnición}} = \text{área} \times 2 \times \gamma = 0.12 \text{ m}^2 \times 2 \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0.576 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\omega_{\text{banqueta}} = \text{área} \times \gamma = 0.3922 \text{ m}^2 \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0.941 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\omega_{\text{asfalto}} = \text{espesor} \times \text{ancho} \times \gamma = 0.10\text{m} \times 7.5\text{m} \times 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 1.65 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\omega_{\text{parapeto}} = 0.283 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Sigma = \omega_{\text{total}} = 3.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Para una viga

$$\omega = \frac{\omega_{\text{total}}}{\text{No. trabes}} = \frac{3.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{7} = 0.493 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Fuerza Cortante máxima}_{(\text{en el apoyo})} = \frac{\omega l}{2} = \frac{0.493 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 36\text{m}}{2} = 8.874 \text{ ton}$$

$$\text{Momento flexionante máximo}_{(\text{en el centro del claro})} = M_{\text{max}} = \frac{\omega l^2}{8} =$$

$$M_{\text{max}} = \frac{0.493 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times (36\text{m})^2}{8} = 79.87 \text{ ton.m}$$

» CARGA VIVA

- Carga peatonal (según AASHTO-89)

$$W_{\text{peatonal}} = 415 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Ancho de banqueta = 200 cm x 1 = 200 cm

$$\omega_{\text{peatonal total}} = 0.415 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 2.0 \text{ m} = 0.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Para cada viga

$$\omega_{\text{peatonal}} = \frac{\omega_{\text{peatonal total}}}{\text{No. traves}} = \frac{0.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{7} = 0.119 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Fuerza Cortante máxima}_{(\text{en el centro del claro})} = \frac{\omega l}{2} = \frac{0.119 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 36 \text{ m}}{2} = 2.142 \text{ ton}$$

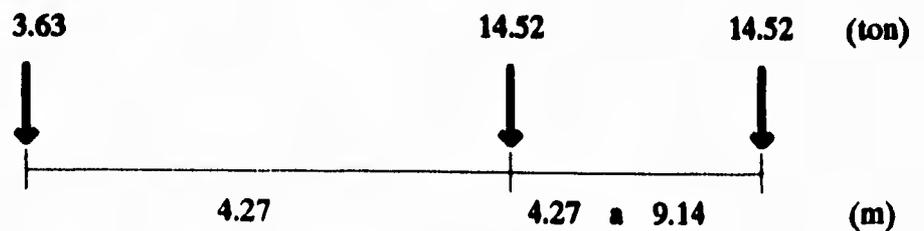
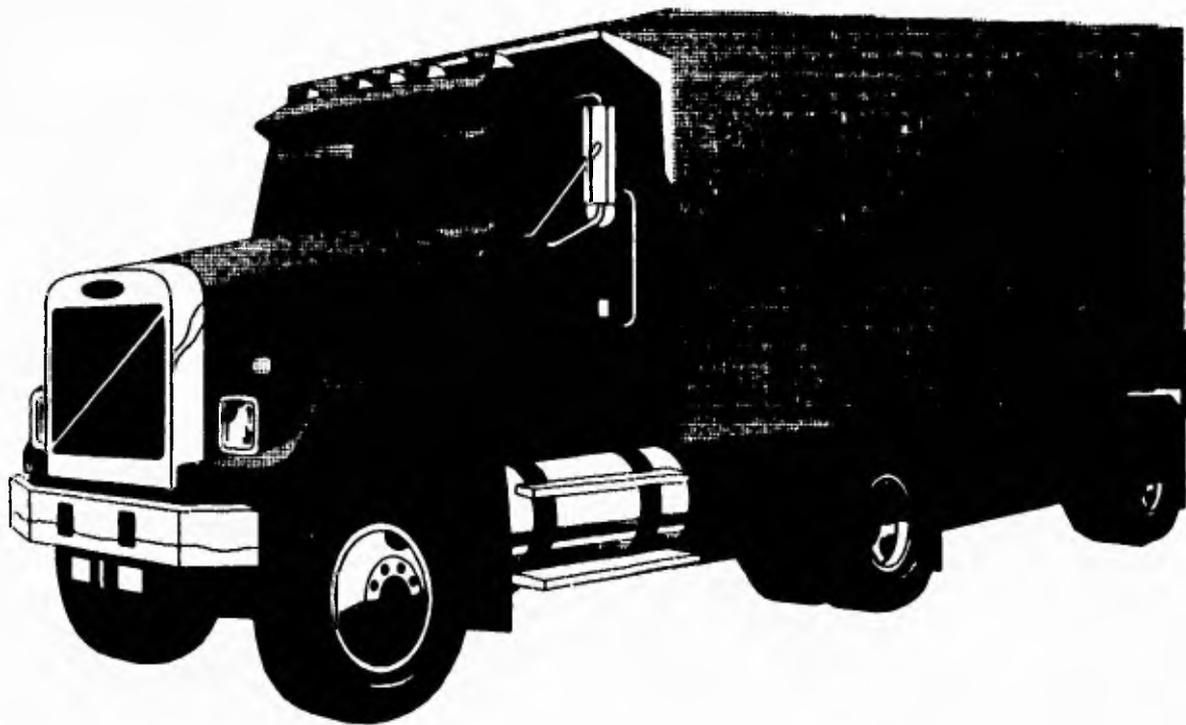
$$\text{Momento Flexionante máximo}_{(\text{en el centro del claro})} = M_{\text{máx}} = \frac{\omega l^2}{8} =$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{0.119 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times (36 \text{ m})^2}{8} = 19.28 \text{ ton.m}$$

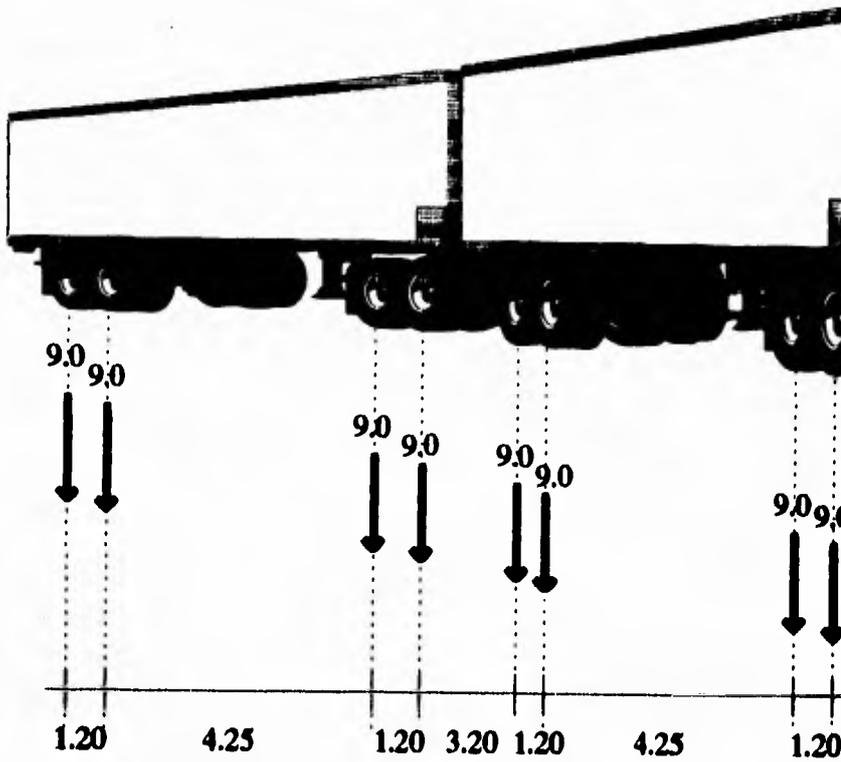
- Carga vehicular

Para la carga vehicular se consideran dos camiones. Un camión HS20-44 (carga móvil según la 14a. edición de AASHTO-89) para una banda de circulación, y un camión T3-S2-R4 (según el apéndice 1 al capítulo XI del reglamento del capítulo de explotación de caminos de la ley de vías generales de comunicación, el cual resume las características de los camiones que circulan en las carreteras mexicanas y que difieren de manera importante con el tipo de camiones que considera la AASHTO-89), para la otra banda.

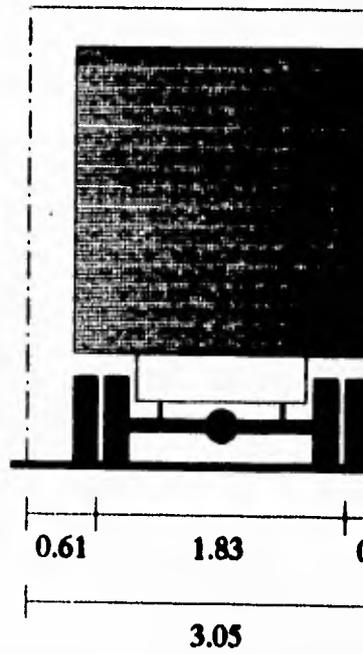
CAMIÓN HS20-44



CAMIÓN T3 - S2 - R4



ANCHO DEL GÁLIBO DEL CARRIL DE CARRETERA





5.5 (ton)



0 (m)

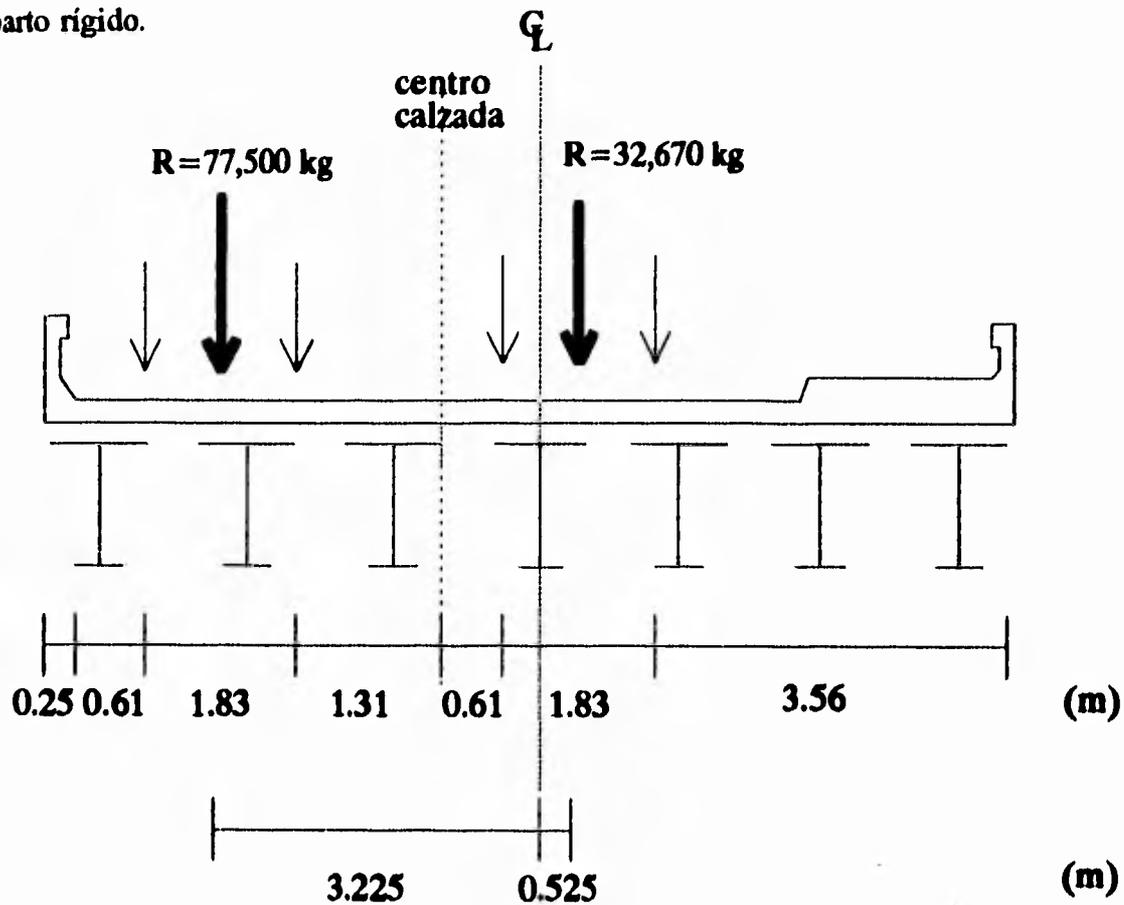
Guarnición



(m)

(m)

Cálculo del Factor de Reparto o de Concentración (F.C.) por el método de *Courbon* o de reparto rígido.



Cuando todas las vigas son iguales, y su número es N , el coeficiente de reparto para la viga n , se calcula con la siguiente expresión:

$$F.C. = \frac{R}{\text{No. Trabes}} \pm \frac{R \times ec}{I} X_n$$

ec = excentricidad de la resultante de las cargas de los dos camiones (R_t) respecto al centro del tablero.

$$-77.5 \text{ ton} \times 3.225 \text{ m} + 32.67 \text{ ton} \times 0.525 \text{ m} = -110.17 \text{ ton} \times ec[m]$$

$$ec = 2.11 \text{ m}$$

X_n = distancia desde el centro del tablero a la viga enésima.

I_n = inercia del tablero considerando áreas unitarias en las trabes.

R = elementos mecánicos por repartir.

$$I_n = 2 [4.35^2 + 2.90^2 + 1.45^2] + 0^2 = 58.87 \text{ m}^2$$

$$X_{1,7} = 4.35 \text{ m} ; X_{2,6} = 2.90 \text{ m} ; X_{3,5} = 1.45 \text{ m} ; X_4 = 0 \text{ m}$$

$$F.C. = \frac{R}{7} \pm \frac{R \times 2.11 \text{ m}}{58.87 \text{ m}^2} 4.35 \text{ m}, 2.9 \text{ m}, 1.45 \text{ m}, 0 \text{ m}$$

$$F.C.1 = 0.299 R$$

$$F.C.2 = 0.246 R$$

$$F.C.3 = 0.195 R$$

$$F.C.4 = 0.143 R$$

$$F.C.5 = 0.091 R$$

$$F.C.6 = 0.039 R$$

$$F.C.7 = \underline{-0.013 R}$$

$$\text{suma} = 1.000 R$$

Por lo tanto el Factor de Concentración elegido es 0.299 R

Factor de impacto (I_p)

$$I_p = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 0.30$$

L = claro en metros

$$I_p = \frac{15.24}{36 + 38.10} = 0.206 < 0.30$$

Por líneas de influencia se obtienen los elementos mecánicos máximos causados por los camiones

Para L = 36 m.	T3-S2-R4	HS - 20 - 44
Momento Flexionante máximo en el centro del claro	492.603 ton.m	255.739 ton.m
Cortante máximo en el apoyo	57.94 ton	30.09 ton

Momento Flexionante por carga viva vehicular (M_{cv} [v]) e impacto vehicular (I_p)

$$\begin{aligned} M_{cv} [v] + I_p \text{ en el centro del claro} &= (492.603 \text{ ton.m} + 255.739 \text{ ton.m}) \times 1.206 \\ &= 902.50 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Por trabe

$$\begin{aligned} M_{cv} [v] + I_p \text{ en el centro del claro por trabe} &= F.C. \times (M_{cv} [v] + I_p) \\ &= 0.299 \times 902.50 \text{ ton.m} = 269.85 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Fuerza Cortante por carga viva vehicular (V_{cv} [v]) e impacto vehicular (I_p)

$$V_{cv} [v] + I_p \text{ en el apoyo} = (57.94 \text{ ton} + 30.09 \text{ ton}) \times 1.206 = 106.16 \text{ ton.m}$$

Por trabe

$$V_{cv} [v] + I_p \text{ en el apoyo} = F.C. \times (V_{cv} [v] + I_p) = 0.299 \times 106.16 \text{ ton} = 31.74 \text{ ton}$$

V

Diseño estructural de la superestructura

El criterio de diseño por esfuerzos permisibles se fundamenta principalmente en la siguiente hipótesis: los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones, es decir, la estructura tiene un comportamiento elástico-lineal. El método consiste básicamente en comparar los esfuerzos actuantes con los esfuerzos permisibles. Los primeros obtenidos con la fórmula de la escuadría (válida en comportamientos elásticos-lineales) y con los elementos mecánicos considerando las cargas de servicio. Y los segundos calculados según las especificaciones standard para puentes carreteros de la AASHTO. Dicho método es el que se emplea a continuación y enseguida del mismo se hace una revisión por el método de resistencia el cual considera el comportamiento inelástico de los materiales.

DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES

La distribución del esfuerzo actuante o resultante está dada por:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{Pe}{I} y \pm \frac{M}{I} y$$

donde f = esfuerzo en una sección de concreto presforzado excéntricamente

P = fuerza de presfuerzo

A = área de una sección de concreto

M = Momento Flexionante externo en una sección debido a la carga y al peso de la viga

I = momento de inercia de la sección de concreto

y = distancia del eje neutro a la fibra más alejada de la sección en tensión o en compresión

e = excentricidad del presfuerzo

"Para una viga pretensada, el acero siempre está adherido al concreto antes de aplicarse cualquier momento externo. Por lo tanto, la sección que resiste el momento externo es la sección combinada. En otras palabras, los valores de " y " e " I " deberían calcularse basándose en una sección transformada, considerando al concreto y al acero. Por aproximación, sin embargo, pueden utilizarse en los cálculos, ya sea la sección gruesa o la sección neta de concreto; la magnitud del error involucrado se puede estimar y no será peligrosa, excepto en casos especiales."

T. Y. Lin.¹

¹ Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado. T. Y. Lin. Editorial C.E.C.S.A. México. 1969.

ESFUERZOS POR TRABE EN LAS FIBRAS EXTREMAS.

	Momento Flex. (kg.cm)	f _i =esfuerzo inferior (kg/cm ²)	f _{st} =esfuerzo superior sección simple (kg/cm ²)	f _{sl} =esfuerzo superior sección compuesta (kg/cm ²)
1.-Peso Propio	27,248,400	82.69	-79.10	-----
2.-Diafragma	2,338,000	7.10	-6.79	-----
3.-Losa	10,141,000	30.77	-29.44	-----
Condición inicial		120.56	-115.33	-----
4.-Asfalto, guarnición y banqueta.	7,987,000	19.84	-11.16	-14.21
Condición vacío		140.40	-126.49	-14.21
5.-Carga viva peatonal	1,928,000	4.79	-2.70	-3.43
6.-Carga viva vehicular e impacto vehicular	26,985,000	67.02	-37.72	-48.02
Condición en operación		212.21	-166.91	-65.66

Nota: por convención el signo (-) representa compresión y el signo (+) indica tensión.

PRESFUERZO**CÁLCULO DEL ACERO DE PRESFUERZO REQUERIDO EN CADA TRABE**

- Acero de presfuerzo

$$\text{Esfuerzo al tensar} = 0.75 f_{sr} = 0.75 \times 19,000 \text{ kg/cm}^2 = 14,250 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando las pérdidas del 28 %

$$f = k \cdot f_o = 0.72 (14,250 \text{ kg/cm}^2) = 10,260 \text{ kg/cm}^2$$

- Fuerza de presfuerzo inicial, es decir, la fuerza de presfuerzo que realiza cada torón antes de que se produzcan las pérdidas de presfuerzo

$$F_o = f_o \cdot A_{sp} = 14,250 \text{ kg/cm}^2 \times 0.987 \text{ cm}^2 = 14,064.75 \text{ kg}$$

- Fuerza de presfuerzo efectivo o fuerza que permanece después de producirse las pérdidas de presfuerzo

$$F = f \cdot A_{sp} = 10,260 \text{ kg/cm}^2 \times 0.987 \text{ cm}^2 = 10,126.62 \text{ kg}$$

- Fuerza de presfuerzo teórica requerida para resistir el momento flexionante total.

$$P = \frac{\frac{M_T - 15}{Sl}}{\frac{1}{a} + \frac{e}{Sl}} = \frac{\frac{76,627,400 \text{ kg.cm} - 15}{329,534.29 \text{ cm}^3}}{\frac{1}{7,010 \text{ cm}^2} + \frac{80.14 \text{ cm}}{329,534.29 \text{ cm}^3}} = 563,781.78 \text{ kg}$$

número de torones

$$n = \frac{P}{F} = \frac{563,781.78 \text{ kg}}{10,126.62 \text{ kg}} = 55.67 \text{ torones}$$

para considerar un número par cercano a este valor elegí 56 torones

Ubicación de los torones de presfuerzo

- Recubrimiento total (R_t) = recubrimiento libre (R_l) + diámetro tendón (D) / 2

$$R_t = 4\text{cm} + \frac{1.27\text{cm}}{2} = 4.635\text{ cm} \pm 5\text{ cm}$$

- Separación total (S_t) = separación libre (S_l) + diámetro tendón (D)

$$S_l = 3D = 3 \times 1.27\text{ cm} = 3.81\text{ cm}$$

$$S_t = 3.81\text{ cm} + 1.27\text{ cm} = 5.08\text{ cm} \pm 5\text{ cm}$$

- Excentricidad del acero de presfuerzo = e (distancia del eje neutro de la sección al centroide del acero de presfuerzo) con un arreglo de 56 torones

$$e = Y_{ns} - Y_c$$

Y_c = centroide del acero de presfuerzo

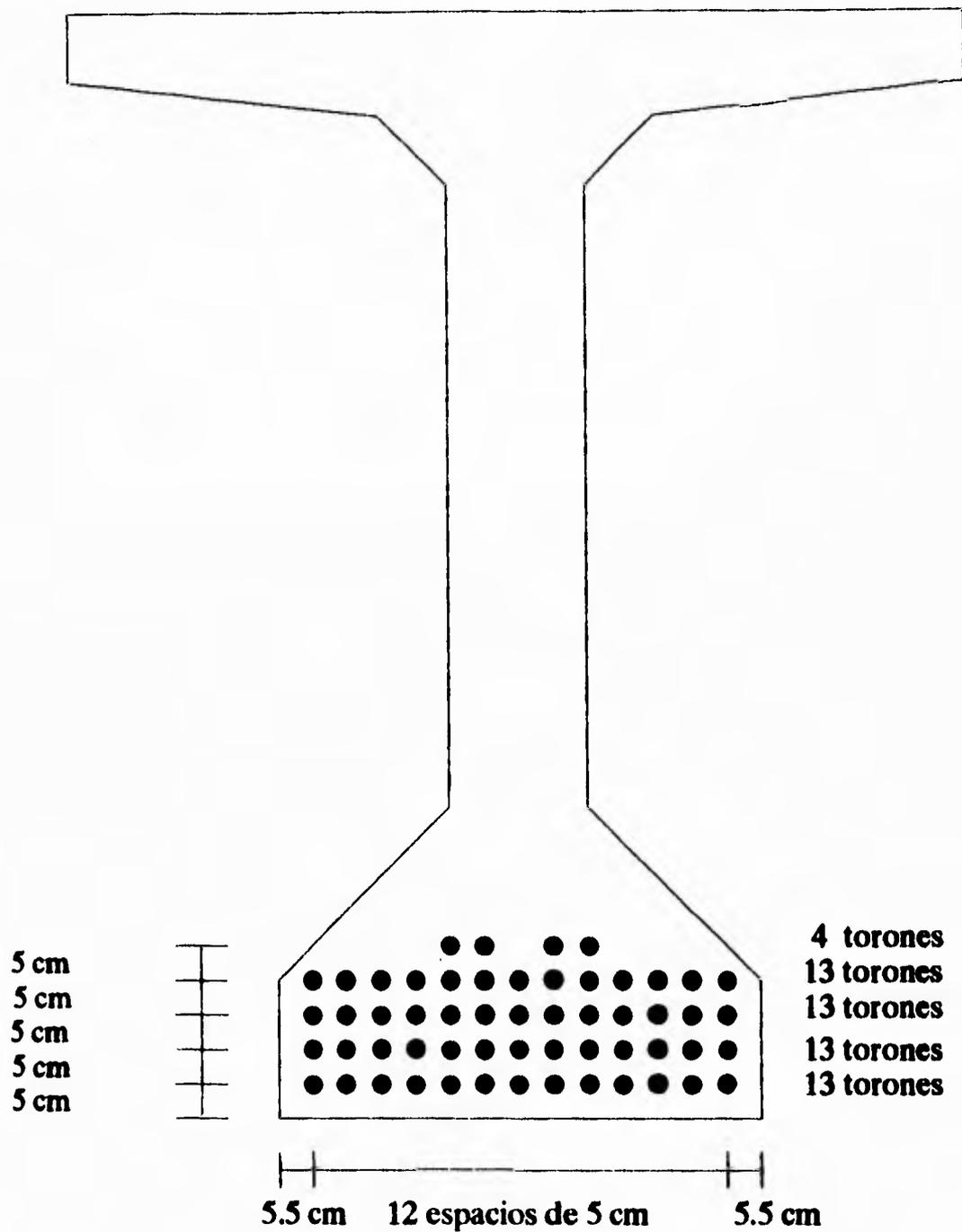
$$Y_c = \frac{(13 \times 5\text{cm}) + (13 \times 10\text{cm}) + (13 \times 15\text{cm}) + (13 \times 20\text{cm}) + (4 \times 25\text{cm})}{56\text{ torones}} = 13.39\text{ cm}$$

$$e = 93.53 - 13.39 = 80.14\text{ cm}$$

Fuerza de presfuerzo inicial de 56 torones

$$F_o = 56\text{ torones} \times 14,064.75\text{ kg/torón} = 787,626.00\text{ kg}$$

POSICIÓN DE LOS TORONES EN VIGA TIPO



● torón de 1/2" de diámetro.

Fuerza de presfuerzo efectivo de 56 torones

$$F = 56 \text{ torones} \times 10,126.62 \text{ kg/torón} = 567,090.72 \text{ kg}$$

Esfuerzos iniciales al tensar 56 torones

$$f_{s_o} = \frac{-787,626 \text{ kg}}{7,010 \text{ cm}^2} + \frac{-787,626 \text{ kg} \times 80.14 \text{ cm}}{30,821,342 \text{ cm}^4} \times 93.53 \text{ cm} = -303.90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{s_o} = \frac{-787,626 \text{ kg}}{7,010 \text{ cm}^2} - \frac{-787,626 \text{ kg} \times 80.14 \text{ cm}}{30,821,342 \text{ cm}^4} \times 89.47 \text{ cm} = +70.87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

PÉRDIDAS DE PRESFUERZO

... (SSHB-ASSHTO - 89)

- ES = ACORTAMIENTO ELÁSTICO DEL CONCRETO

$$ES = \frac{Esp}{Eci} f_{c1r}$$

$$Esp = 1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

donde:

Esp = módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

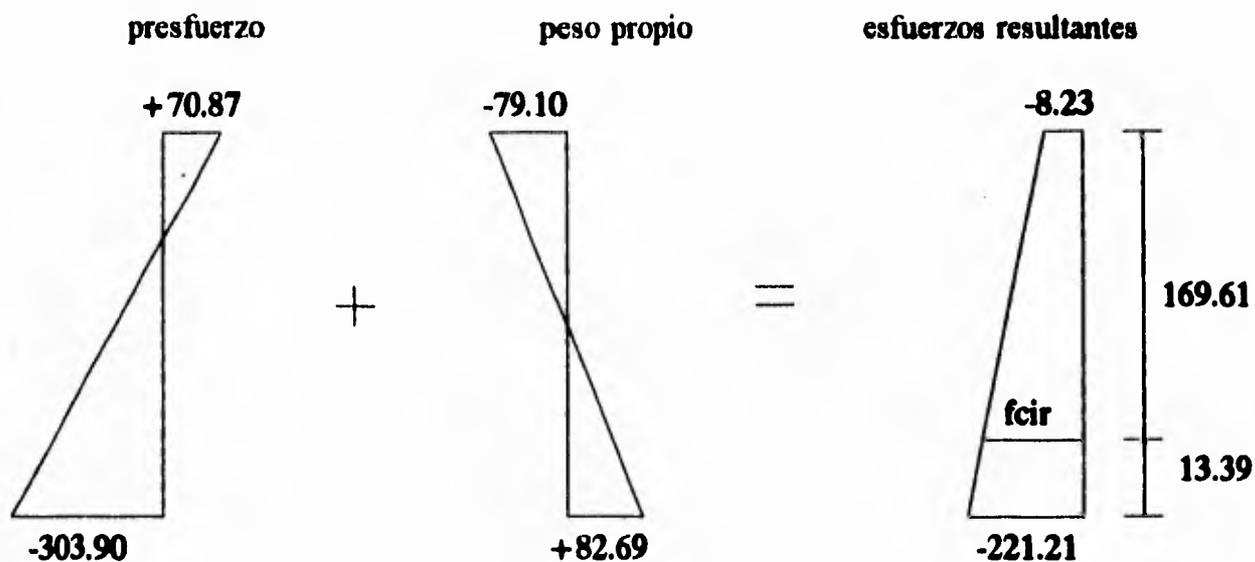
Eci = módulo de elasticidad del concreto en la etapa de transferencia

f_{c1r} = esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza de presfuerzo y carga muerta de la trabe inmediatamente después de la transferencia.

$$\text{Si } f_{ci} = 330 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = 16061 \sqrt{f'_{ci}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$E_{ci} = 16061 \sqrt{330} = 291,762.55 \text{ kg/cm}^2$$



$$f_{cir} = 8.23 \text{ kg/cm}^2 + \frac{((221.21 - 8.23) \times 169.61)}{(169.61 + 13.39)} \text{ [kg/cm}^2\text{]} = 205.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = \frac{1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{291,762.55 \text{ kg/cm}^2} \times 205.63 \text{ kg/cm}^2 = 1,339.09 \text{ kg/cm}^2$$

- SH = CONTRACCIÓN DE FRAGUADO, PARA HUMEDAD AMBIENTE

$$SH = [1,195.1 - 10.5 RH] \text{ kg/cm}^2$$

RH = Humedad relativa en porcentaje

Humedad relativa promedio entre la que existe en Tuxpan y la que se presenta en el D.F. porque, aproximadamente el 50 por ciento de la contracción total de la trabe se realiza durante los primeros 60 días de fabricada, y el resto durante el transcurso de los siguientes dos años principalmente.

$$RH = \frac{92.00 \% + 44.00 \%}{2} = 68.00 \%$$

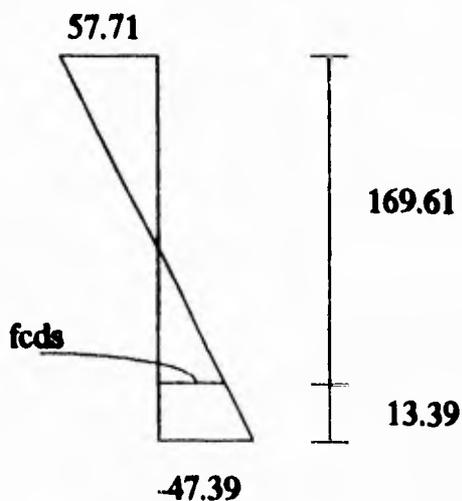
$$SH = [1195.1 - (10.5 \times 68.00)] \text{ kg/cm}^2 = 481.10 \text{ kg/cm}^2$$

- CRc = FLUJO PLÁSTICO DEL CONCRETO

$CRc = 12 f_{c1r} - 7 f_{c1s}$, donde f_{c1s} es el esfuerzo promedio en el concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la carga muerta total sin peso propio.

$$f_i = [7.10 + 30.77 + 19.84] \text{ kg/cm}^2 = +57.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = [-6.79 - 29.44 - 11.16] \text{ kg/cm}^2 = -47.39 \text{ kg/cm}^2$$



$$f_{c1s} = \frac{(f_i + f_s) \times (h - Y_p)}{h} - f_s$$

$$f_{uds} = \frac{(47.39+57.71) \text{ kg/cm}^2 \times (169.61 \text{ cm})}{183.00 \text{ cm}} - 57.71 \text{ kg/cm}^2 = 39.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$CRc = (12 \times 205.63 \text{ kg/cm}^2) - (7 \times 39.70 \text{ kg/cm}^2) = 2,189.66 \text{ kg/cm}^2$$

- **CRs = RELAJACIÓN DEL ACERO DE PRESFUERZO DE BAJA RELAJACIÓN**

$$CRs = 350 - 0.10 ES - 0.05 (SH + CRc)$$

$$CRs = 350 - 0.10 (1,339.09 \text{ kg/cm}^2) - 0.05 (481.10 + 2,189.66) \text{ kg/cm}^2 = 82.55 \text{ kg/cm}^2$$

- **Suma de pérdidas de presfuerzo**

$$[1,339.09 + 481.10 + 2,189.66 + 82.55] \text{ kg/cm}^2 = 4,092.40 \text{ kg/cm}^2$$

- **Esfuerzo en el acero de presfuerzo en condiciones de servicio:**

$$14,250 \text{ kg/cm}^2 - 4,092.40 \text{ kg/cm}^2 = 10,157.6 \text{ kg/cm}^2 < 0.68 f'_{cs} = 12,920 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos por presfuerzo real en condiciones de servicio (etapa crítica que se presenta cuando el elemento se encuentra en sus condiciones de servicio, con las cargas máximas que va a resistir en su vida útil por lo que las acciones son: peso propio, presfuerzo efectivo, carga muerta y carga viva. El elemento está simplemente apoyado y la calidad del concreto es f'_{cs}).

- Fuerza final en el acero de presfuerzo en condiciones de servicio:

$$10,157.6 \text{ kg/cm}^2 \times 0.987 \text{ cm}^2 = 10,025.55 \text{ kg/torón}$$

$$10,025.55 \text{ kg/torón} \times 56 \text{ torones} = 561,430.80 \text{ kg}$$

Etapa de Transferencia de Esfuerzos

Esfuerzos por presfuerzo efectivo en la transferencia (etapa crítica que se presenta cuando el elemento se encuentra en la planta de fabricación o bien cuando se coloca en su posición definitiva pero solo actúan el peso propio y el presfuerzo inicial P_o , está simplemente apoyado y la calidad del concreto es f'_{ci}).

- Esfuerzo en el acero en la transferencia

$$12,658.43 \text{ kg/cm}^2 < 0.72 f'_{cs} = 13,680.00 \text{ kg/cm}^2$$

- Fuerza en el acero de presfuerzo en la transferencia después de pérdidas ES y CRs:

$$14,250.00 \text{ kg/cm}^2 - 1,339.09 \text{ kg/cm}^2 - 82.55 \text{ kg/cm}^2 = 12,828.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$12,828.36 \text{ kg/cm}^2 \times 0.987 \text{ cm}^2 = 12,661.59 \text{ kg/torón}$$

$$12,661.59 \text{ kg/torón} \times 56 \text{ torones} = 709,049.04 \text{ kg}$$

Porcentaje de pérdidas finales 28.72 %

Porcentaje de pérdidas supuesto 28.00 %

REVISIÓN DEL ESTADO DE ESFUERZOS EN LA ETAPA DE TRANSFERENCIA

$$f_b = \frac{-709,049.04 \text{ kg}}{7,010.00 \text{ cm}^2} + \frac{-709,049.04 \text{ kg} \times 80.14 \text{ cm}}{329,534.29 \text{ cm}^3} = -273.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{-709,049.04 \text{ kg}}{7,010 \text{ cm}^2} - \frac{-709,049.04 \text{ kg} \times 80.14 \text{ cm}}{344,488.01 \text{ cm}^3} = -63.80 \text{ kg/cm}^2$$

	Esfuerzos actuantes sin presfuerzo (kg/cm ²)		Esfuerzos debidos al presfuerzo (kg/cm ²)		Esfuerzos resultantes (kg/cm ²)		Esfuerzos permisibles (kg/cm ²)	Conclusión
Fibra superior sección simple	-79.10	+	+63.80	=	-15.30	<	-198.00	Es aceptable
Fibra inferior	82.69	+	-273.58	=	-190.89	<	-198.00	Es aceptable

**REVISIÓN DEL ESTADO DE ESFUERZOS EN CONDICIONES DE SERVICIO CON EL
PRESFUERZO FINAL**

$$f_t = \frac{-561,430.80 \text{ kg}}{7,010.00 \text{ cm}^2} + \frac{-561,430.80 \text{ kg} \times 80.14 \text{ cm}}{329,534.29 \text{ cm}^3} = -216.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{-561,430.80 \text{ kg}}{7,010.00 \text{ cm}^2} - \frac{-561,430.80 \text{ kg} \times 80.14 \text{ cm}}{344,488.01 \text{ cm}^3} = 50.52 \text{ kg/cm}^2$$

	Esfuerzos actuales sin presfuerzo (kg/cm ²)		Esfuerzos debidos al presfuerzo (kg/cm ²)		Esfuerzos resultantes (kg/cm ²)		Esfuerzos permisibles (kg/cm ²)	Conclu- sión
Fibra superior sección compuesta	-65.66	+	0	=	-65.66	<	-140.00	Es adecuado
Fibra superior sección compuesta	-166.91	+	+50.52	=	-116.39	<	-140.00	Es adecuado
Fibra inferior	212.21	+	-216.63	=	-4.42	>	0.00	Es adecuado

Por lo tanto es adecuado el Diseño por Esfuerzos Permisibles.

REVISIÓN POR EL MÉTODO DE RESISTENCIA

- REVISIÓN POR RESISTENCIA O SEGURIDAD DE LA RUPTURA POR FLEXIÓN EN EL CENTRO DEL CLARO

- Cálculo del Momento Último actuante (M_u) considerando los respectivos factores de carga

$$M_u = 1.3 [\Sigma M_{CM} + 1.67 \Sigma M_{(CV \cdot b)}]$$

$$M_u = 1.3 [477.144 \text{ ton.m} + 1.67 (289.13 \text{ ton.m})] = 1,247.99 \text{ ton.m}$$

- Cálculo del Momento Último resistente (M_{ur}) ... (SSHB-ASSHTO-89).

donde

A_s^* = área de acero presforzado.

b = ancho efectivo de la sección compuesta.

d^* = distancia del centroide de presfuerzo a la fibra extrema en compresión de la sección compuesta.

T = Fuerza de tensión

p^* = A_s^*/bd , proporción del acero de presfuerzo

f_{su}^* = esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo en condiciones de carga última

f'_s = esfuerzo último del acero de presfuerzo

$$A_s^* = 56 \times 0.987 \text{ cm}^2 = 55.27 \text{ cm}^2$$

$$b = 122.55 \text{ cm}$$

$$d^* = hsc - Yp = 201.00 \text{ cm} - 13.39 \text{ cm} = 187.61 \text{ cm}$$

eje neutro

$$T = 1.4 \cdot d \cdot p^* \left(\frac{f_{su}^*}{f'_c} \right)$$

$$p^* = \frac{As^*}{b \cdot d} = \frac{55.27 \text{ cm}^2}{122.55 \text{ cm} \times 187.61 \text{ cm}} = 0.0024$$

$$f_{su}^* = f'_s \left[1 - 0.5 \frac{p^* f'_s}{f'_c} \right]$$

$$f_{su}^* = 19000 \text{ kg/cm}^2 \left[1 - 0.5 \times \frac{0.0024 \times 19,000 \text{ kg/cm}^2}{350 \text{ kg/cm}^2} \right] = 17,762.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 1.4 \times 187.61 \text{ cm} \times 0.0024 \frac{17,762.29 \text{ kg/cm}^2}{350 \text{ kg/cm}^2} = 31.99 \text{ cm}$$

$$T = 31.99 \text{ cm} \approx 32 \text{ cm} = t_{\text{hso}} + t_{\text{pata}}$$

Por lo tanto se comporta como viga rectangular.

- Comparación del porcentaje de acero de presfuerzo real contra el porcentaje de acero de presfuerzo máximo permisible.

$$p^* \frac{f_{su}^*}{f'_c} = 0.0024 \frac{17,762.29 \text{ kg/cm}^2}{350 \text{ kg/cm}^2} = 0.122 < 0.3$$

Por lo tanto el porcentaje de acero de presfuerzo no excede el valor del mismo máximo permisible.

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

$$= 0.9(55.27 \text{ cm}^2 \times 17,922.16 \text{ kg/cm}^2 \times 187.61 \text{ cm} [1 - \frac{0.6 \times 0.00209 \times 17,922.16 \text{ kg/cm}^2}{350 \text{ kg/cm}^2}])$$

$$\phi M_{ur} = 153,648,941.10 \text{ kg.cm} = 1,536.48 \text{ ton.m} > 1,247.99 \text{ ton.m} = M_u$$

Por lo tanto es adecuado el diseño considerando el momento último resistente.

ENGRASE DE TORONES

- Para 13 torones trabajando

$$p = \frac{\text{No. torones} \times \text{área torón}}{b_e \times (h - y_p)} = \frac{13 \times 0.987 \text{ cm}^2}{122.55 \text{ cm} \times (183 \text{ cm} - 5 \text{ cm})} = 0.000588$$

$$f_{su}^* = 19,000 \text{ kg/cm}^2 [1 - 0.5(0.000588 \times \frac{19,000 \text{ kg/cm}^2}{350 \text{ kg/cm}^2})] = 18,696.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Longitud de desarrollo} = l_d = 0.014(f_{su}^* - \frac{2}{3} f_{se})D$$

$$l_d = 0.014(18,696.76 - \frac{2}{3} 10,157.6) \times 1.27 \text{ cm} = 212.03 \text{ cm}$$

Por lo tanto $l_d = 215.00 \text{ cm}$

Para 13 torones trabajando

$$215.00 \text{ cm} - 25 \text{ cm} = 190.00 \text{ cm}$$

- Sección a 1.90 m del eje de apoyos o sección a 2.15 m del extremo de la trabe.

Momento máximo al centro del claro peso propio trabe = 272.484 T.m.

$$M_x = M_{c_L} \left[1 - \left[\frac{\frac{L}{2} - x}{\frac{L}{2}} \right]^2 \right] = 272.484 \text{ ton.m} \left[1 - \left[\frac{\frac{36 \text{ m}}{2} - x}{\frac{36 \text{ m}}{2}} \right]^2 \right]$$

$$M_{1.90} = 54.49 \text{ ton.m}$$

Esfuerzos actuantes por peso propio

$$f_t = \frac{M}{S_t} = \frac{5,449,000 \text{ kg.cm}}{329,534.29 \text{ cm}^3} = +16.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M}{S_s} = \frac{5,449,000 \text{ kg.cm}}{344,488.01 \text{ cm}^3} = -15.82 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza de presfuerzo de 13 torones después de pérdidas ES y CRs

$$P = 13 \text{ torones} \times 0.987 \text{ cm}^2 \times 12,828.36 \text{ kg/cm}^2 = 164,600.69 \text{ kg}$$

$$e = Y_i - Y_p = 93.53 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 88.53 \text{ cm}$$

$$f = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{S}$$

Esfuerzos por presfuerzo

$$f_i = \frac{-164,600.69 \text{ kg}}{7,010 \text{ cm}^2} + \frac{-164,600.69 \text{ kg} \times 88.53 \text{ cm}}{329,534.29 \text{ cm}^3} = -67.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{-164,600.69 \text{ kg}}{7,010 \text{ cm}^2} - \frac{-164,600.69 \text{ kg} \times 88.53 \text{ cm}}{344,488.01 \text{ cm}^3} = -18.82 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos resultantes de los 13 torones

$$f_i = +16.54 \text{ kg/cm}^2 - 67.70 \text{ kg/cm}^2 = -51.16 \text{ kg/cm}^2 < -198 \text{ kg/cm}^2 = \text{esfuerzo permisible.}$$

Por lo tanto es aceptable.

$$f_s = -15.82 \text{ kg/cm}^2 + 18.82 \text{ kg/cm}^2 = +3.00 \text{ kg/cm}^2 < 13.62 \text{ kg/cm}^2 = \text{esfuerzo permisible.}$$

Por lo tanto es aceptable.

- Sección a 5.20 m del eje de apoyos

$$M_{5.20} = 134.69 \text{ ton.m}$$

Esfuerzos actuantes por peso propio

$$f_i = \frac{M}{S_i} = \frac{13,469,000 \text{ kg.cm}}{329,534.29 \text{ cm}^3} = 40.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M}{S_s} = \frac{13,469,000 \text{ kg.cm}}{344,488.01 \text{ cm}^3} = -39.10 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza de 26 torones

$$P = 26 \text{ torones} \times 0.987 \text{ cm}^2 \times 12,828.36 \text{ kg/cm}^2 = 329,201.37 \text{ kg}$$

$$e = Y_i - Y_p = 93.53 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 86.03 \text{ cm}$$

Esfuerzos por presfuerzo

$$f = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{S}$$

$$f_i = \frac{-329,201.37 \text{ kg}}{7,010 \text{ cm}^2} + \frac{-329,201.37 \text{ kg} \times 86.03 \text{ cm}}{329,534.29 \text{ cm}^3} = -132.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{-329,201.37 \text{ kg}}{7,010 \text{ cm}^2} - \frac{-329,201.37 \text{ kg} \times 86.03 \text{ cm}}{344,488.01 \text{ cm}^3} = +35.25 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos resultantes

$$f_i = 40.87 \text{ kg/cm}^2 - 132.90 \text{ kg/cm}^2 = -92.03 \text{ kg/cm}^2 < -198 \text{ kg/cm}^2 = \text{esfuerzo permisible.}$$

Por lo tanto es adecuado

$$f_s = -39.10 \text{ kg/cm}^2 + 35.25 \text{ kg/cm}^2 = -3.85 \text{ kg/cm}^2 < -198 \text{ kg/cm}^2 = \text{esfuerzo permisible.}$$

Por lo tanto es adecuado

$$\text{Longitud de engrase desde el eje de apoyos de los 13 torones} = 5.20 \text{ m} - 2.15 \text{ m} = 3.05 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de engrase desde el extremo de la trabe de los 13 torones} = 3.05 \text{ m} + 0.25 \text{ m} = 3.30 \text{ m}$$

- Sección a 7.80 m del eje de apoyos

$$M_{7.80} = 184.99 \text{ ton.m}$$

Esfuerzos actuantes por peso propio

$$f_t = \frac{M}{S_t} = \frac{18,499,000 \text{ kg.cm}}{329,534.29 \text{ cm}^3} = 56.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M}{S_s} = \frac{18,499,000 \text{ kg.cm}}{344,488.01 \text{ cm}^3} = -53.70 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza de 39 torones

$$P = 39 \text{ torones} \times 0.987 \text{ cm}^2 \times 12,828.36 \text{ kg/cm}^2 = 493,802.06 \text{ kg}$$

$$e = Y_i - Y_p = 93.53 \text{ cm} - 10.00 \text{ cm} = 83.53 \text{ cm}$$

Esfuerzos por presfuerzo

$$f = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{S}$$

$$f_t = \frac{-493,802.06 \text{ kg}}{7,010 \text{ cm}^2} + \frac{-493,802.06 \text{ kg} \times 83.53 \text{ cm}}{329,534.29 \text{ cm}^3} = -195.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{-493,802.06 \text{ kg}}{7,010 \text{ cm}^2} - \frac{-493,802.06 \text{ kg} \times 83.53 \text{ cm}}{344,488.01 \text{ cm}^3} = 49.29 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos resultantes

$$f_i = 56.14 \text{ kg/cm}^2 - 195.61 \text{ kg/cm}^2 = -139.47 \text{ kg/cm}^2 < -198 \text{ kg/cm}^2 = \text{esfuerzo permisible.}$$

Por lo tanto es adecuado.

$$f_s = -53.70 \text{ kg/cm}^2 + 49.29 \text{ kg/cm}^2 = -4.41 \text{ kg/cm}^2 < -198 \text{ kg/cm}^2 = \text{esfuerzo permisible.}$$

Por lo tanto es adecuado.

Longitud de engrase desde el eje de apoyos para los 13 torones = 7.80 m - 2.15 m = 5.65 m

Longitud de engrase desde el extremo de la trabe para 13 torones = 5.65 m + 0.25 m = 5.90 m

- Sección a 10.40 m del eje de apoyos

$$M_{10.40} = 223.91 \text{ ton.m}$$

Esfuerzos actuantes por peso propio

$$f_t = \frac{M}{S_t} = \frac{22,391,000 \text{ kg.cm}}{329,534.29 \text{ cm}^3} = 67.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M}{S_s} = \frac{22,391,000 \text{ kg.cm}}{344,488.01 \text{ cm}^3} = -65.00 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza de 47 torones

$$P = 47 \text{ torones} \times 0.987 \text{ cm}^2 \times 12,828.36 \text{ kg/cm}^2 = 595,094.79 \text{ kg}$$

$$e = Y_i - Y_p = 93.53 \text{ cm} - 11.70 \text{ cm} = 81.83 \text{ cm}$$

Esfuerzos por presfuerzo

$$f = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{S}$$

$$f = \frac{-595,094.79 \text{ kg}}{7,010 \text{ cm}^2} + \frac{-595,094.79 \text{ kg} \times 81.83 \text{ cm}}{329,534.29 \text{ cm}^3} = -232.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{-595,094.79 \text{ kg}}{7,010 \text{ cm}^2} - \frac{-595,094.79 \text{ kg} \times 81.83 \text{ cm}}{344,488.01 \text{ cm}^3} = 56.47 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos resultantes

$$f_i = 67.95 \text{ kg/cm}^2 - 232.67 \text{ kg/cm}^2 = -164.72 \text{ kg/cm}^2 < -198 \text{ kg/cm}^2 = \text{esfuerzo permisible.}$$

Por lo tanto es adecuado.

$$f_s = -65.00 \text{ kg/cm}^2 + 56.47 \text{ kg/cm}^2 = -8.53 \text{ kg/cm}^2 < -198 \text{ kg/cm}^2 = \text{esfuerzo permisible.}$$

Por lo tanto es adecuado.

Longitud de engrase desde el eje de apoyos para 8 torones = 10.40 m - 2.15 m = 8.25 m

Longitud de engrase desde el extremo de la trabe para 8 torones = 8.25 m + 0.25 m = 8.50 m

- Sección a 13.50 m del eje de apoyos

$$M_{13.50} = 255.45 \text{ ton.m}$$

Esfuerzos actuantes por peso propio

$$f_i = \frac{M}{S_i} = \frac{25,545,000 \text{ kg.cm}}{329,534.29 \text{ cm}^3} = 77.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M}{S_s} = \frac{25,545,000 \text{ kg.cm}}{344,488.01 \text{ cm}^3} = 74.15 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza de 56 torones

$$P = 56 \text{ torones} \times 0.987 \text{ cm}^2 \times 12,828.36 \text{ kg/cm}^2 = 709,049.11 \text{ kg}$$

$$e = Y_i - Y_p = 93.53 \text{ cm} - 13.39 \text{ cm} = 80.14 \text{ cm}$$

Esfuerzos por presfuerzo

$$f = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{S}$$

$$f_i = \frac{-709,049.11 \text{ kg}}{7,010 \text{ cm}^2} + \frac{-709,049.11 \text{ kg} \times 80.14 \text{ cm}}{329,534.29 \text{ cm}^3} = -273.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{-709,049.11 \text{ kg}}{7,010 \text{ cm}^2} - \frac{-709,049.11 \text{ kg} \times 80.14 \text{ cm}}{344,488.01 \text{ cm}^3} = 71.29 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos resultantes

$f_i = +77.52 \text{ kg/cm}^2 - 273.58 \text{ kg/cm}^2 = -196.06 \text{ kg/cm}^2 < -198 \text{ kg/cm}^2 = \text{esfuerzo permisible. Por lo tanto es adecuado.}$

$f_s = -74.15 \text{ kg/cm}^2 + 71.24 \text{ kg/cm}^2 = -2.91 \text{ kg/cm}^2 < -198 \text{ kg/cm}^2 = \text{esfuerzo permisible.}$

Por lo tanto es adecuado.

Longitud de engrase de 9 torones desde el eje de apoyo = $13.50 \text{ m} - 2.15 \text{ m} = 11.35 \text{ m}$

Longitud de engrase de 9 torones desde el extremo de la trabe = $11.35 \text{ m} + 0.25 = 11.60 \text{ m}$

Revisión de la misma sección con todas las cargas y todas las pérdidas en el presfuerzo

Momento máximo al centro del claro en condiciones de servicio = 766.274 T.m.

$$M_x = M_{cL} \left[1 - \left[\frac{\frac{L}{2} - x}{\frac{L}{2}} \right]^2 \right] = 766.274 \text{ ton.m} \left[1 - \left[\frac{\frac{36 \text{ m}}{2} - x}{\frac{36 \text{ m}}{2}} \right]^2 \right]$$

$$M_{13.50} = 718.38 \text{ ton.m}$$

$$f_i = \frac{71,838,000 \text{ kg.cm}}{402,650.66 \text{ cm}^3} = 178.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{si} = \frac{71,838,000 \text{ kg.cm}}{715,483.94 \text{ cm}^3} = 100.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s_i} = \frac{71,838,000 \text{ kg.cm}}{561,983.22 \text{ cm}^3} = 127.83 \text{ kg/cm}^2$$

Para los 56 torones durante la etapa de servicio

$$P = 561,430.80 \text{ kg}$$

$$f_i = \frac{-561,430.80 \text{ kg}}{9,215.90 \text{ cm}^2} + \frac{-561,430.80 \text{ kg} \times 103.71 \text{ cm}}{402,650.66 \text{ cm}^3} = -205.53 \text{ kg/cm}^2$$

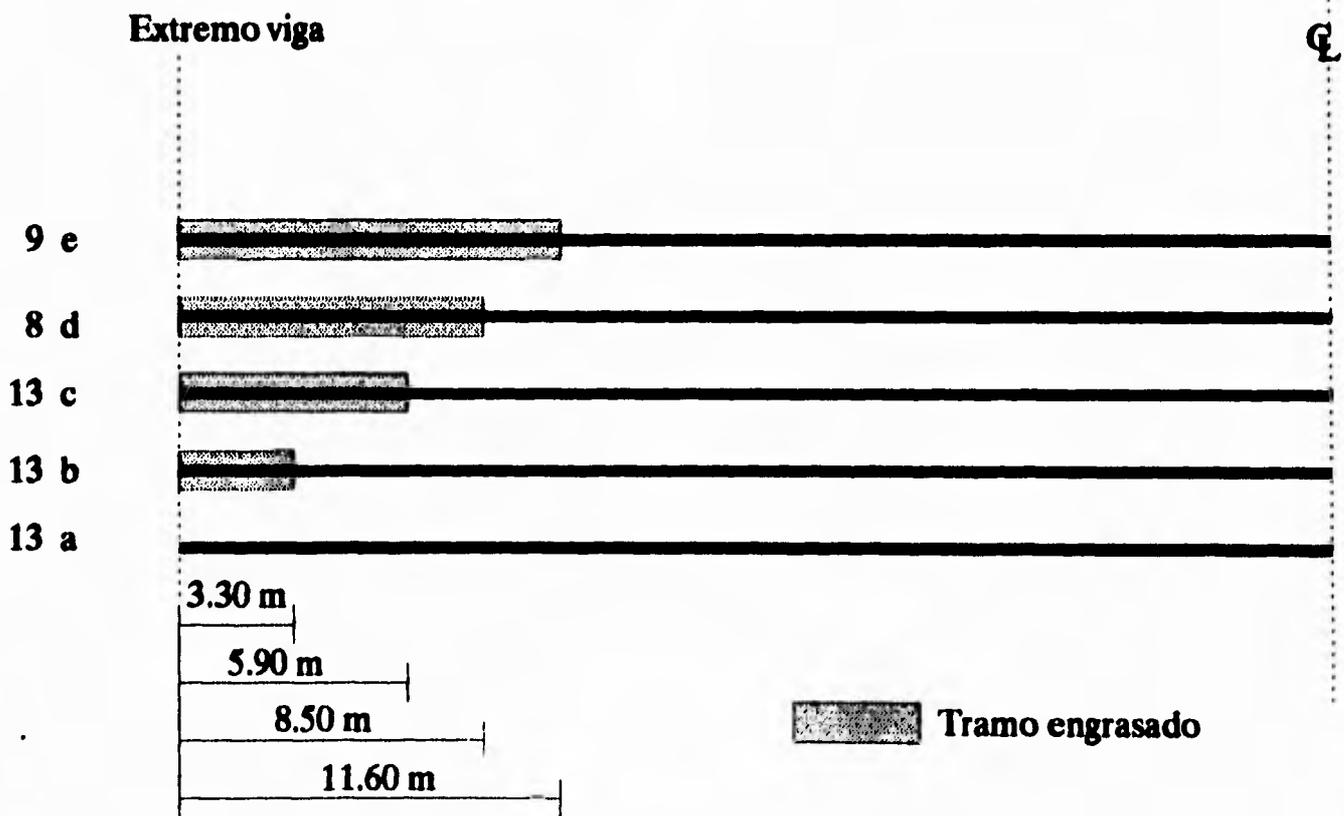
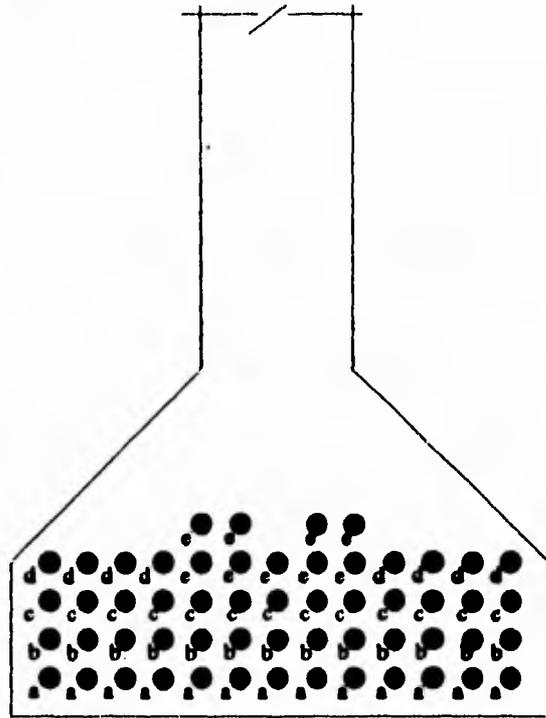
$$f_{si} = \frac{-561,430.80 \text{ kg}}{9,215.90 \text{ cm}^2} - \frac{-561,430.80 \text{ kg} \times 103.71 \text{ cm}}{715,483.94 \text{ cm}^3} = 20.46 \text{ kg/cm}^2$$

$f_i = 178.41 \text{ kg/cm}^2 - 205.53 \text{ kg/cm}^2 = -27.12 \text{ kg/cm}^2 < -140 \text{ kg/cm}^2$ Por lo tanto es adecuado

$f_{si} = -100.40 \text{ kg/cm}^2 + 20.46 \text{ kg/cm}^2 = -79.94 \text{ kg/cm}^2 < -140 \text{ kg/cm}^2$ Por lo tanto es adecuado

CROQUIS

ENGRASE DE TORONES EN VIGA TIPO



REVISIÓN POR CORTANTE

Revisión según AASHTO en una sección a una distancia $h/2$ del apoyo, donde h = altura total sección compuesta de la trabe

- Cálculo de los elementos mecánicos para esta sección

$$\Sigma \omega_{CM} = 1.682 \text{ ton/m} + 0.626 \text{ ton/m} + 0.493 \text{ ton/m} = 2.801 \text{ ton/m}$$

$$P_{CM} = 1.299 \text{ ton}$$

$$\text{Momento Flexionante total}_{\text{por carga muerta}} = M_{CM} = \frac{\omega \cdot X}{2} [L-X] + \frac{1.5PL}{4}$$

$$M_{CM} = \frac{2.801 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 1.005 \text{ m}}{2} [36 \text{ m} - 1.005 \text{ m}] + \frac{1.5 \times 1.299 \text{ ton} \times 1.005 \text{ m}}{4}$$

$$M_{CM} = 49.75 \text{ ton.m}$$

Por el método de líneas de influencia se calculan los elementos mecánicos debidos a cargas vehiculares.

$M_{cv} [v] + I_p$ por trabe en una sección a 1.005 m del apoyo = (56.06 ton.m + 29.32 ton.m) x 1.206 x 0.299 = 30.79 ton.m

$$\text{Momento Flexionante}_{\text{por carga viva peatonal}} = M_{cv_{\text{peatonal}}} = \frac{\omega \cdot X}{2} [L-X]$$

$$M_{\text{total}_{cv+ip}} = 32.88 \text{ ton.m}$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

$$\text{Fuerza Cortante total}_{\text{por carga muerta}} = V_{CM} = \omega \left[\frac{L}{2} - X \right] + 1.5P.L$$

$$V_{CM} = 2.801 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \left[\frac{36\text{m}}{2} - 1.005 \text{ m} \right] + 1.5 \times 1.299 \text{ ton} \times 1.005 \text{ m} = 49.56 \text{ ton}$$

Vcv [v] + Ip por trabe en una sección a 1.005 m del apoyo = (56.06 ton + 29.32 ton) x 1.206 x 0.299 = 30.79 ton.

$$\text{Fuerza Cortante}_{\text{pedonal}} = \omega \left[\frac{L}{2} - X \right]$$

$$V_{cv_{\text{pedonal}}} = 0.119 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \left[\frac{36\text{m}}{2} - 1.005 \text{ m} \right] = 2.02 \text{ ton}$$

$$V_{\text{total}_{cv+ip}} = 32.81 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.3 \left[49.75 \text{ ton.m} + (1.67 \times 32.88 \text{ ton.m}) \right] = 136.06 \text{ ton.m}$$

$$V_u = 1.3 \left[49.56 \text{ ton} + (1.67 \times 32.81 \text{ ton}) \right] = 135.66 \text{ ton}$$

$$f_{pc} = \frac{P}{A_{ss}} - \frac{P.e}{I_{ss}} c + \frac{Md}{I_{ss}} c$$

donde

f_{pc} = esfuerzo de compresión en el concreto (después de que han ocurrido todas las pérdidas del presfuerzo) en el centroide de la sección transversal, que resiste las cargas aplicadas externamente, kg/cm².

c = distancia entre el eje neutro de la sección compuesta y el eje neutro de la sección simple.

Md = momento en la sección debido a la carga muerta no afectada por el factor de carga.

$$f_{pc} = \frac{13 \text{ torones} \times 10,025.55 \frac{\text{kg}}{\text{torón}}}{7,010 \text{ cm}^2}$$

$$- \frac{(13 \text{ torones} \times 10,025.55 \frac{\text{kg}}{\text{torón}}) \times (93.53 \text{ cm} - 5 \text{ cm})}{30,821,342 \text{ cm}^4} 23.57 \text{ cm} +$$

$$+ \frac{4,975,000 \text{ kg.cm}}{30,821,342 \text{ cm}^4} 23.57 \text{ cm} = 13.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

f_{pe} = esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas del presfuerzo en la fibra extrema de una sección, en la cual los esfuerzos de tensión se han producido por las cargas aplicadas externamente, kg/cm^2 .

$$f_{pe} = \frac{13 \text{ tor} \times 10,025.55 \frac{\text{kg}}{\text{tor}}}{7,010 \text{ cm}^2} + \frac{13 \text{ tor} \times 10,025.55 \frac{\text{kg}}{\text{tor}} \times (93.53 \text{ cm} - 5 \text{ cm})}{30,821,342 \text{ cm}^4} 93.53 \text{ cm}$$

$$f_{pe} = 53.61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

f_d = esfuerzo debido a la carga muerta no afectada por el factor de carga, en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tensión se producen por cargas aplicadas externamente, kg/cm^2

$$fd = \frac{4,975,000 \text{ kg.cm}}{30,821,342 \text{ cm}^4} 93.53 \text{ cm} = 15.10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

M_{cr} = momento que produce agrietamiento por flexión en la sección debido a las cargas aplicadas externamente.

y_t = distancia del eje centroidal o neutro de la sección total a la fibra extrema en tensión.

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (1.6\sqrt{f_c} + f_{pe} - fd)$$

$$M_{cr} = \frac{47,150,392 \text{ cm}^4}{117.10 \text{ cm}} (1.6\sqrt{350} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 53.61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 15.10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) =$$

$$M_{cr} = 27,558,723.28 \text{ kg.cm}$$

V_{ci} = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto cuando el agrietamiento diagonal es el resultado de la combinación de cortante y momento.

V_d = fuerza cortante en la sección debida a la carga muerta no afectada por el factor de carga.

V_i = fuerza cortante factorizada en la sección, debida a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con M máx.

$$V_{ci} = 0.16 \sqrt{f_c} b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{\max}} \geq 0.45 \sqrt{f_c} b_w d$$

$$V_{ci} = 0.16 \sqrt{350} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 20 \text{ cm} (183 \text{ cm} - 5 \text{ cm}) + 49,560 \text{ kg} + \frac{135,660 \text{ kg} \times 27,558,723.28 \text{ kg.cm}}{13,606,000 \text{ kg.cm}}$$

$$V_{ci} = 334,993.28 \text{ kg} > 29,970.68 \text{ kg} = 0.45 \sqrt{350} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 20 \text{ cm} \times (183 \text{ cm} - 5 \text{ cm})$$

Por lo tanto $V_{ci} = 334,993.28 \text{ kg}$

V_{cw} = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto cuando el agrietamiento diagonal es el resultado de los excesivos esfuerzos principales de tensión en el alma.

V_p = componente vertical de la fuerza efectiva de presfuerzo en una sección.

$$V_{cw} = (0.93 \sqrt{f_c} + 0.3 f_{pc}) b_w d + V_p$$

$$V_{cw} = (0.93 \sqrt{330} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 0.3 \times 13.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) \times 20 \text{ cm} \times (183 \text{ cm} - 5 \text{ cm}) + 0$$

$$V_{cw} = 76,432.16 \text{ kg} < 334,993.28 \text{ kg} = V_{ci}$$

por lo tanto el valor de $V_c = 76,432.16 \text{ kg}$ (resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto) = $76,432.16 \text{ kg}$ por ser el menor de los cortantes que resiste el concreto.

Separación máxima de los estribos

$$S_{\text{máx}} < \frac{3}{4} h < 60 \text{ cm}$$

$$\frac{3}{4} (183 \text{ cm}) = 137.25 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$$

Según esta expresión la separación máxima es 60 cm pero aún debe hacerse la siguiente evaluación

V_s = resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo de cortante

V_u = fuerza cortante factorizada en la sección

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c < 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_s = \frac{135,660 \text{ kg}}{0.85} - 76,432.16 \text{ kg}$$

$$V_s = 83,167.84 \text{ kg} > 73,261.65 \text{ kg} = 1.1 \sqrt{350} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 20 \text{ cm} \times (183 \text{ cm} - 5 \text{ cm})$$

Por lo tanto la separación máxima de estribos se debe reducir a la mitad

Separación máxima de los estribos = 30 cm

$$S = \frac{\phi A_s f_y d}{V_u - \phi V_c}$$

$$S = \frac{0.85 \times (2 \times 0.71 \text{ cm}^2) \times 4,200 \text{ kg/cm}^2 \times (183 \text{ cm} - 5 \text{ cm})}{135,660 \text{ kg} - 0.85 \times 76,432.16 \text{ kg}} = 12.76 \text{ cm}$$

12.76 cm < 30 cm Por lo tanto se colocarán estribos del número tres cada 10 cm (E 3 c @ 10 cm).

Revisión según AASHTO en una sección a una distancia igual a 1/6 del claro de la trabe

- Cálculo de los elementos mecánicos para esta sección

$$\Sigma \omega_{CM} = 1.682 \text{ ton/m} + 0.626 \text{ ton/m} + 0.493 \text{ ton/m} = 2.801 \text{ ton/m}$$

$$P_{CM} = 1.299 \text{ ton}$$

$$\text{Momento Flexionante total}_{\text{por carga muerta}} = M_{CM} = \frac{\omega \cdot X}{2} [L - X] + \frac{1.5 P \cdot L}{4}$$

$$M_{CM} = \frac{2.801 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 6.00 \text{ m}}{2} [36 \text{ m} - 6.00 \text{ m}] + \frac{1.5 \times 1.299 \text{ ton} \times 6.00 \text{ m}}{4}$$

$$M_{CM} = 255.01 \text{ ton.m}$$

Por el método de líneas de influencia se calculan los elementos mecánicos debidos a cargas vehiculares.

Mcv [v] + Ip por trabe en una sección a 6.00 m del apoyo = (272.44 ton.m + 140.12 ton.m) x 1.206 x 0.299 = 148.77 ton.m

$$\text{Momento Flexionante}_{\text{por carga viva peatonal}} = Mcv_{\text{peatonal}} = \frac{\omega \cdot X}{2} [L - X]$$

$$Mcv_{\text{peatonal}} = \frac{0.119 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 6.00 \text{ m}}{2} [36 \text{ m} - 6.00 \text{ m}] = 10.71 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{total}_{cv+ip}} = 159.48 \text{ ton.m}$$

$$\text{Fuerza Cortante total}_{\text{por carga muerta}} = V_{CM} = \omega \left[\frac{L}{2} - X \right] + 1.5P.L$$

$$V_{CM} = 2.801 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \left[\frac{36\text{m}}{2} - 6.00 \text{ m} \right] + 1.5 \times 1.299 \text{ ton} \times 6.00 \text{ m} = 45.30 \text{ ton}$$

Vcv [v] + Ip por trabe en una sección a 6.00 m del apoyo = (45.03 ton + 26.71 ton) x 1.206 x 0.299 = 25.87 ton.

$$\text{Fuerza Cortante}_{\text{peatonal}} = \omega \left[\frac{L}{2} - X \right]$$

$$V_{cv_{peatonal}} = 0.119 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \left[\frac{36\text{m}}{2} - 6.00 \text{ m} \right] = 1.43 \text{ ton}$$

$$V_{total_{cv+p}} = 27.30 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.3 [255.01 \text{ ton.m} + (1.67 \times 159.48 \text{ ton.m})] = 677.74 \text{ ton.m}$$

$$V_u = 1.3 [45.30 \text{ ton} + (1.67 \times 27.30 \text{ ton})] = 118.16 \text{ ton}$$

$$f_{pc} = \frac{P}{A_{ss}} - \frac{P.e}{I_{ss}} c + \frac{Md}{I_{ss}} c$$

$$f_{pc} = \frac{26 \text{ toneladas} \times 10,025.55 \frac{\text{kg}}{\text{tonón}}}{7,010 \text{ cm}^2} -$$

$$\frac{(26 \text{ toneladas} \times 10,025.55 \text{ kg/tonón}) \times (93.53 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm})}{30,821,342 \text{ cm}^4} 23.57 \text{ cm} +$$

$$+ \frac{25,501,000 \text{ kg.cm}}{30,821,342 \text{ cm}^4} 23.57 \text{ cm} = 39.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pe} = \frac{26 \text{ ton} \times 10,025.55 \frac{\text{kg}}{\text{ton}}}{7,010 \text{ cm}^2} + \frac{26 \text{ ton} \times 10,025.55 \frac{\text{kg}}{\text{ton}} \times (93.53 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm})}{30,821,342 \text{ cm}^4} 93.53 \text{ cm}$$

$$f_{pe} = 105.23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_d = \frac{25,501,000 \text{ kg.cm}}{30,821,342 \text{ cm}^4} 93.53 \text{ cm} = 77.38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y_i} (1.6\sqrt{f_c} + f_{pe} - f_d)$$

$$M_{cr} = \frac{47,150,392 \text{ cm}^4}{117.10 \text{ cm}} (1.6\sqrt{350} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 105.23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 77.38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) =$$

$$M_{cr} = 23,266,467.27 \text{ kg.cm}$$

$$V_{ci} = 0.16 \sqrt{f_c} b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{nda}} \geq 0.45 \sqrt{f_c} b_w d$$

$$V_{ci} = 0.16 \sqrt{350} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 20 \text{ cm} (183 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm}) + 45,300 \text{ kg} + \frac{118,160 \text{ kg} \times 23,266,467.27 \text{ kg.cm}}{67,774,000 \text{ kg.cm}}$$

$$V_{ci} = 96,370.30 \text{ kg} > 29,549.74 \text{ kg} = 0.45 \sqrt{350} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 20 \text{ cm} \times (183 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm})$$

Por lo tanto $V_{ci} = 96,370.30 \text{ kg}$

$$V_{cw} = (0.93 \sqrt{f_c} + 0.3 f_{pc}) b_w d + V_p$$

$$V_{cw} = (0.93 \sqrt{350} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 0.3 \times 39.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) \times 20 \text{ cm} \times (183 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm}) + 0$$

$$V_{cw} = 102,694.55 \text{ kg} > 96,370.30 \text{ kg} = V_{ci}$$

por lo tanto el valor de V_c (resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto) =

96,370.30 kg por ser el menor de los cortantes que resiste el concreto.

Separación máxima de los estribos

$$S_{\max} < \frac{3}{4}h < 60 \text{ cm}$$

$$\frac{3}{4} (183 \text{ cm}) = 137.25 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$$

Según esta expresión la separación máxima es 60 cm pero aún debe hacerse la siguiente evaluación

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c < 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_s = \frac{118,160 \text{ kg}}{0.85} - 96,370.30 \text{ kg}$$

$$V_s = 42,641.46 \text{ kg} < 72,232.69 \text{ kg} = 1.1 \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 20 \text{ cm} \times (183 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm})$$

Por lo tanto la separación máxima de estribos = 60 cm

$$S = \frac{\phi A_s f_y d}{V_u - \phi V_c}$$

$$S = \frac{0.85 \times (2 \times 0.71 \text{ cm}^2) \times 4,200 \text{ kg/cm}^2 \times (183 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm})}{118,160 \text{ kg} - 0.85 \times 96,370.30 \text{ kg}} = 24.55 \text{ cm}$$

24.55 cm < 60 cm Por lo tanto se colocarán estribos del número tres cada 20 cm (E 3 c @ 20 cm).

Revisión según AASHTO en una sección a una distancia igual a 1/4 del claro de la trabe

- Cálculo de los elementos mecánicos para esta sección

$$\Sigma \omega_{CM} = 1.682 \text{ ton/m} + 0.626 \text{ ton/m} + 0.493 \text{ ton/m} = 2.801 \text{ ton/m}$$

$$P_{CM} = 1.299 \text{ ton}$$

$$\text{Momento Flexionante total}_{\text{por carga muerta}} = M_{CM} = \frac{\omega \cdot X}{2} [L-X] + \frac{1.5 P \cdot L}{4}$$

$$M_{CM} = \frac{2.801 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 9.00 \text{ m}}{2} [36 \text{ m} - 9.00 \text{ m}] + \frac{1.5 \times 1.299 \text{ ton} \times 9.00 \text{ m}}{4}$$

$$M_{CM} = 344.70 \text{ ton.m}$$

Por el método de líneas de influencia se calculan los elementos mecánicos debidos a cargas vehiculares.

$$M_{cv} [v] + I_p \text{ por trabe en una sección a } 9.00 \text{ m del apoyo} = (360.40 \text{ ton.m} + 193.37 \text{ ton.m}) \times 1.206 \times 0.299 = 199.69 \text{ ton.m}$$

$$\text{Momento Flexionante}_{\text{por carga viva puntual}} = M_{cv_{\text{puntual}}} = \frac{\omega \cdot X}{2} [L-X]$$

$$M_{cv_{\text{puntual}}} = \frac{0.119 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 9.00 \text{ m}}{2} [36 \text{ m} - 9.00 \text{ m}] = 14.46 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{total}_{cv+ip}} = 214.15 \text{ ton.m}$$

$$\text{Fuerza Cortante total}_{\text{por carga muerta}} = V_{CM} = \omega \left[\frac{L}{2} - X \right] + 1.5P.L$$

$$V_{CM} = 2.801 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \left[\frac{36\text{m}}{2} - 9.00 \text{ m} \right] + 1.5 \times 1.299 \text{ ton} \times 9.00 \text{ m} = 42.75 \text{ ton}$$

$V_{cv} [v] + I_p$ por trabe en una sección a 9.00 m del apoyo = $(38.57 \text{ ton} + 21.92 \text{ ton}) \times 1.206 \times 0.299 = 21.81 \text{ ton}$.

$$\text{Fuerza Cortante}_{\text{pasional}} = \omega \left[\frac{L}{2} - X \right]$$

$$V_{cv_{\text{pasional}}} = 0.119 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \left[\frac{36\text{m}}{2} - 9.00 \text{ m} \right] = 1.07 \text{ ton}$$

$$V_{\text{total}_{cv+ip}} = 22.88 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.3 \left[344.70 \text{ ton.m} + (1.67 \times 214.15 \text{ ton.m}) \right] = 913.03 \text{ ton.m}$$

$$V_u = 1.3 \left[42.75 \text{ ton} + (1.67 \times 22.88 \text{ ton}) \right] = 105.25 \text{ ton}$$

$$f_{pc} = \frac{P}{A_{ss}} - \frac{P.e}{I_{ss}} c + \frac{Md}{I_{ss}} c$$

$$f_{pc} = \frac{39 \text{ torones} \times 10,025.55 \frac{\text{kg}}{\text{torón}}}{7,010 \text{ cm}^2} -$$

$$\frac{(39 \text{ torones} \times 10,025.55 \frac{\text{kg}}{\text{torón}}) \times (93.53 \text{ cm} - 10.0 \text{ cm})}{30,821,342 \text{ cm}^4} 23.57 \text{ cm} +$$

$$+ \frac{34,470,000 \text{ kg.cm}}{30,821,342 \text{ cm}^4} 23.57 \text{ cm} = 57.16 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pe} = \frac{39 \text{ tor} \times 10,025.55 \frac{\text{kg}}{\text{tor}}}{7,010 \text{ cm}^2} + \frac{39 \text{ tor} \times 10,025.55 \frac{\text{kg}}{\text{tor}} \times (93.53 \text{ cm} - 10.0 \text{ cm})}{30,821,342 \text{ cm}^4} 93.53 \text{ cm}$$

$$f_{pe} = 154.89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_d = \frac{34,470,000 \text{ kg.cm}}{30,821,342 \text{ cm}^4} 93.53 \text{ cm} = 104.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y_1} (1.6\sqrt{f_c} + f_{pe} - f_d)$$

$$M_{cr} = \frac{47,150,392 \text{ cm}^4}{117.10 \text{ cm}} (1.6\sqrt{350} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 154.89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 104.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) =$$

$$M_{cr} = 32,301,948.02 \text{ kg.cm}$$

$$V_{cl} = 0.16 \sqrt{f_c} b_w d + V_d + \frac{V_1 M_{cr}}{M_{uds}} \geq 0.45 \sqrt{f_c} b_w d$$

$$V_{ci} = 0.16 \sqrt{350} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 20 \text{ cm} (183 \text{ cm} - 10.0 \text{ cm}) + 42,750 \text{ kg} + \frac{105,250 \text{ kg} \times 32,301,948.02 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{91,303,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}$$

$$V_{ci} = 90,343.15 \text{ kg} > 29,128.8 \text{ kg} = 0.45 \sqrt{350} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 20 \text{ cm} \times (183 \text{ cm} - 10.0 \text{ cm})$$

Por lo tanto $V_{ci} = 96,370.30 \text{ kg}$

$$V_{cw} = (0.93 \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b_w d + V_p$$

$$V_{cw} = (0.93 \sqrt{350} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 0.3 \times 57.16 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) \times 20 \text{ cm} \times (183 \text{ cm} - 10.0 \text{ cm}) + 0$$

$$V_{cw} = 119,531.61 \text{ kg} > 90,343.15 \text{ kg} = V_{ci}$$

por lo tanto el valor de V_c (resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto) = 90,343.15 kg por ser el menor de los cortantes que resiste el concreto.

Separación máxima de los estribos

$$S_{\text{máx}} < \frac{3}{4} h < 60 \text{ cm}$$

$$\frac{3}{4} (183 \text{ cm}) = 137.25 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c < 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_s = \frac{105,250 \text{ kg}}{0.85} - 90,343.15 \text{ kg}$$

$$V_s = 33,480.37 \text{ kg} < 71,203.73 \text{ kg} = 1.1 \sqrt{350} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 20 \text{ cm} \times (183 \text{ cm} - 10.0 \text{ cm})$$

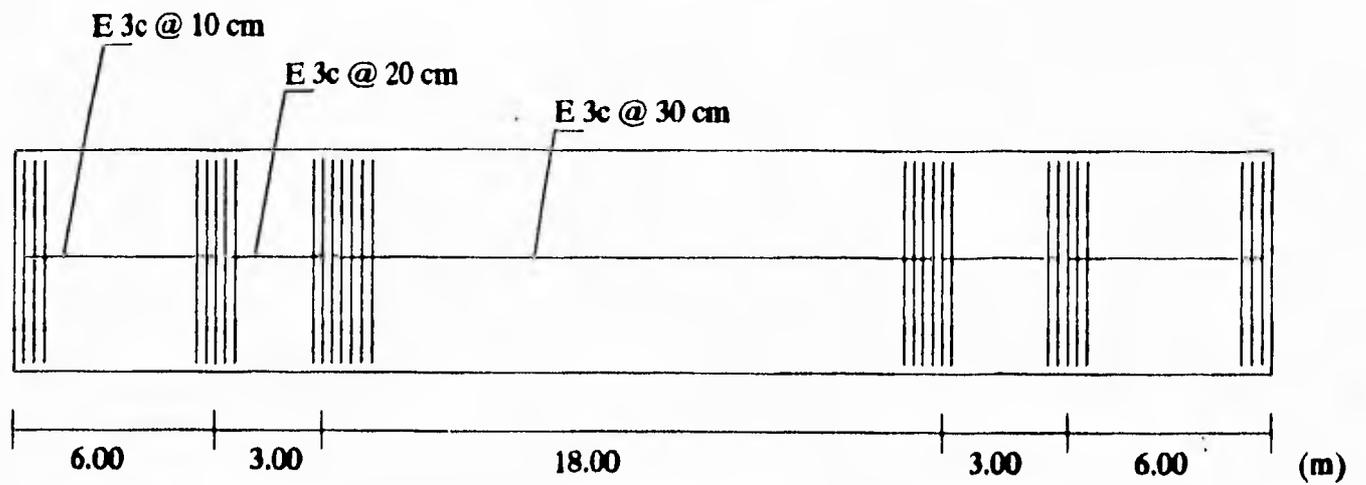
Por lo tanto la separación máxima de estribos = 60 cm

$$S = \frac{\phi A_s f_y d}{V_u - \phi V_c}$$

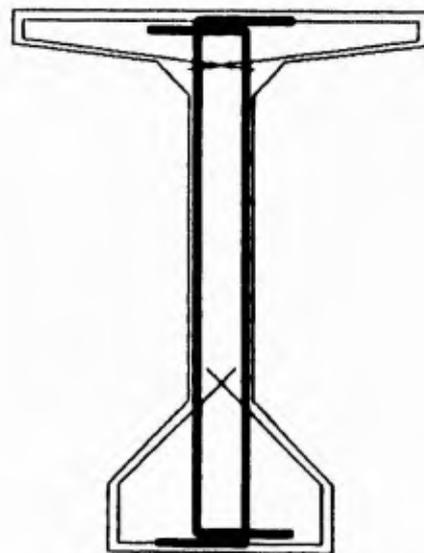
$$S = \frac{0.85 \times (2 \times 0.71 \text{ cm}^2) \times 4,200 \text{ kg/cm}^2 \times (183 \text{ cm} - 10.0 \text{ cm})}{105,250 \text{ kg} - 0.85 \times 90,343.15 \text{ kg}} = 30.82 \text{ cm}$$

30.82 cm < 60 cm Por lo tanto se colocarán estribos del número tres cada 30 cm (E 3 c @ 30 cm).

DISTRIBUCIÓN DE LOS ESTRIBOS EN VIGA TIPO



**CONFIGURACIÓN
DE LOS ESTRIBOS
EN VIGA TIPO**



CÁLCULO DE LA TABLETA PREFABRICADA

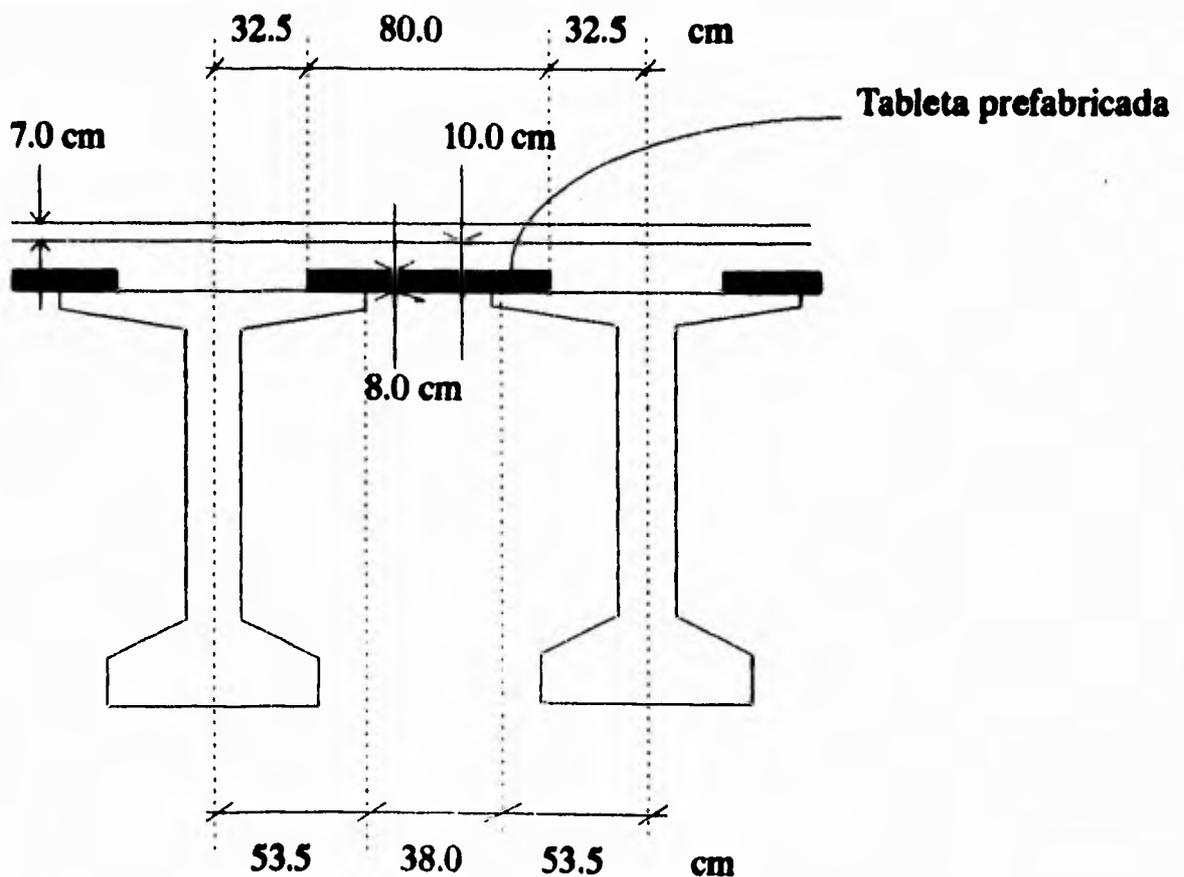
Análisis

- Carga Muerta
- Peso propio de cada tableta.

$$\omega = 0.08 \text{ m} \times 0.8 \text{ m} \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0.154 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- Peso propio de la losa.

$$\omega = 0.12 \text{ m} \times 0.8 \text{ m} \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0.230 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$



Elementos mecánicos

$$M_{\text{máx}} = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{0.384 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times (0.46\text{m})^2}{8} = 0.010 \text{ ton.m}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{\omega l}{2} = \frac{0.384 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 0.46\text{m}}{2} = 0.088 \text{ ton}$$

Diseño por flexión

$$f_s = 1343 \left(1 + \left(\frac{M_{\text{CM}}}{M_{\text{CV} \cdot b}} \right) \right) \leq 1690 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1343 \left(1 + \left(\frac{0.010 \text{ ton.m}}{0} \right) \right) \leq 1690 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1343 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$E_s = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c} = 14,000 \sqrt{250} \text{ kg/cm}^2 = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{221,359.44 \text{ kg/cm}^2} \approx 9.5$$

$$k = \frac{1}{\frac{f_s}{n f_c} + 1} = \frac{1}{\frac{1343 \text{ kg/cm}^2}{9.5 \times 100 \text{ kg/cm}^2} + 1} = 0.41$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.41}{3} = 0.86$$

$$R = \frac{1}{2} f_c \cdot k \cdot j = \frac{100 \text{ kg/cm}^2 \times 0.41 \times 0.86}{2} = 17.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R \cdot b}} = \sqrt{\frac{0.01 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{17.63 \text{ kg/cm}^2 \times 100}} = 0.75 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Por lo tanto es adecuado el peralte.

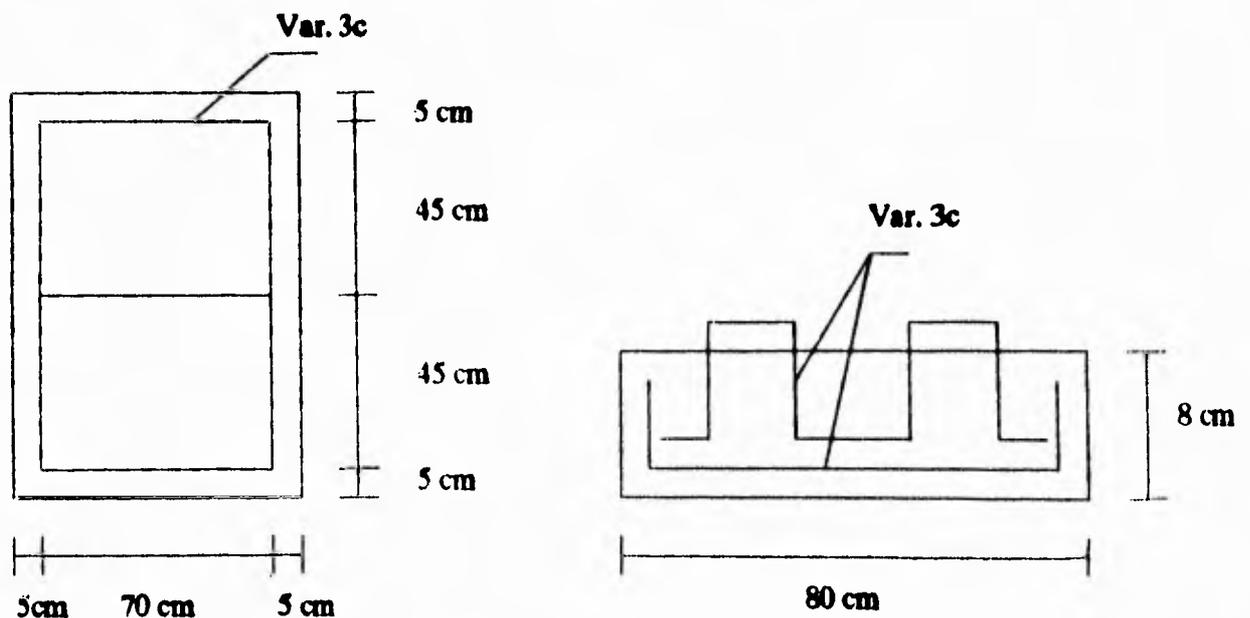
$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{0.01 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{1343 \text{ kg/cm}^2 \times 0.86 \times 4 \text{ cm}} = 0.216 \text{ cm}^2$$

- Revisión por cortante

$$v_c = \frac{V}{b \cdot d \cdot j} = \frac{88 \text{ kg}}{100 \text{ cm} \times 4 \text{ cm} \times 0.86} = 0.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{CR} = 0.252 \sqrt{f_c} = 0.252 \sqrt{250} \text{ kg/cm}^2 = 3.98 \text{ kg/cm}^2 > 0.26 \text{ kg/cm}^2$$

CROQUIS DEL ARMADO DE LA TABLETA



CÁLCULO DE LA LOSA CENTRAL

Análisis

- Carga Muerta

- Peso propio de la losa.

$$\omega = 0.18 \text{ m} \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0.432 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- Peso propio del asfalto.

$$\omega = 0.10 \text{ m} \times 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0.220 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{0.652 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times (0.38\text{m})^2}{8} = 0.012 \text{ ton.m}$$

-Carga Viva

Cargas por camión:

HS20 = 14.52 ton por eje

HS20 = 7.26 ton por rueda

T3-S2-R4 = 9 ton por eje

T3-S2-R4 = 4.5 ton por rueda

7.26 ton > 4.5 ton por lo tanto se diseña con esta carga.

Según AASHTO el Momento flexionante por carga viva e impacto producido por el camión se calcula con la siguiente fórmula válida para claros desde 0.61m hasta 7.32 m

$$M = (0.1025 S + 0.0625) P \text{ rueda}$$

afectada por un factor de reducción igual a 0.8 para losas sobre tres o más apoyos.

$$S = 0.38 \text{ m} < 0.61 \text{ m} \text{ Por lo tanto } S = 0.61 \text{ m.}$$

$$M_{cv} = 0.8 (0.1025 \times 0.61\text{m} + 0.0625) \times 7,260 \text{ kg} = 726.15 \text{ kg.m}$$

$$I_p = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 0.30$$

$$I_p = \frac{15.24}{0.61 + 38.10} = 0.39$$

Por lo tanto $I_p = 0.3$

$$M_{cv \cdot I_p} = 726.15 \text{ kg.m} \times 1.30 = 944.0 \text{ kg.m} = 0.944 \text{ ton.m}$$

$$M_{CM} + M_{cv \cdot I_p} = 0.012 \text{ ton.m} + 0.944 \text{ ton.m} = 0.956 \text{ ton.m}$$

Diseño por flexión

$$f_s = 1343 \left(1 + \left(\frac{M_{CM}}{M_{cv \cdot I_p}} \right) \right) \leq 1690 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1343 \left(1 + \left(\frac{0.012 \text{ ton.m}}{0.944 \text{ ton.m}} \right) \right) = 1,360 \text{ kg/cm}^2 \leq 1690 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1360 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$E_s = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c} = 14,000 \sqrt{250} \text{ kg/cm}^2 = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{221,359.44 \text{ kg/cm}^2} = 9.5$$

$$k = \frac{1}{\frac{f_s}{n f_c} + 1} = \frac{1}{\frac{1360 \text{ kg/cm}^2}{9.5 \times 100 \text{ kg/cm}^2} + 1} = 0.41$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.41}{3} = 0.86$$

$$R = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{100 \text{ kg/cm}^2 \times 0.41 \times 0.86}{2} = 17.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R \cdot b}} = \sqrt{\frac{0.956 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{17.63 \text{ kg/cm}^2 \times 100}} = 7.36 \text{ cm} < 14 \text{ cm}$$

Por lo tanto es adecuado el peralte.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{0.956 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{1360 \text{ kg/cm}^2 \times 0.86 \times 14 \text{ cm}} = 5.84 \text{ cm}^2$$

- Acero de distribución

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito

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

$$\text{Porcentaje} = \frac{220}{\sqrt{3.28 \cdot 0.38}} = 197.06 > 67$$

Por lo tanto $p = 67 \%$

$$A_{sp} = 5.84 \text{ cm}^2 \times 0.67 = 3.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

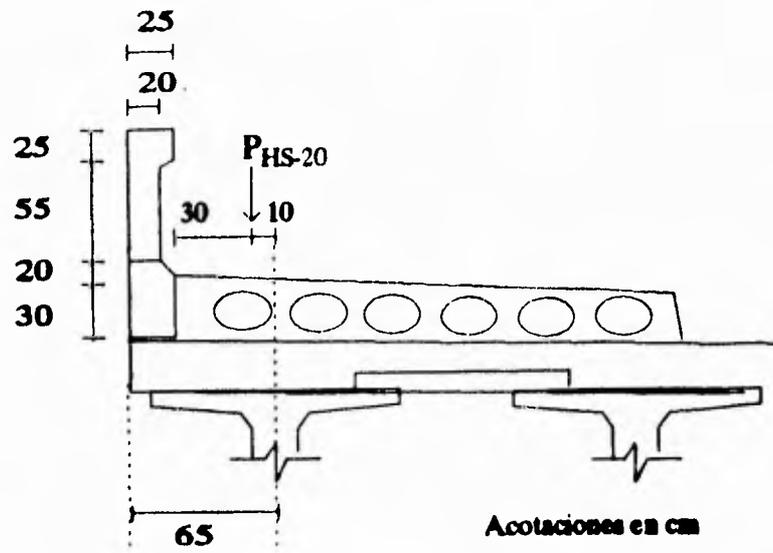
- Acero por temperatura

$$A_{ST} = 0.0025 \times \frac{h}{2} \times L = 0.0025 \times \frac{18cm}{2} \times 100 cm = 2.25 cm^2$$

$$S_x = \frac{0.71 cm^2 \times 100 cm}{2.25 cm^2} = 31.56 cm$$

Vars 3c @ 30 cm.

- Cálculo del volado exterior de la losa.



- Carga Muerta

Elemento	Carga (ton)	Brazo (m)	Momento (ton.m)
Parapeto	0.283	0.550	0.156
Guarnición	0.288	0.525	0.151
Banqueta	0.378	0.263	0.099
Losa	0.281	0.325	0.091
		Suma =	0.497

- Carga Viva

- Peatonal

$$M = \frac{w l^2}{2} = \frac{0.415 \text{ ton/m} \times (0.525 \text{ m})^2}{2} = 0.057 \text{ ton.m}$$

- Vehicular (se considera la posibilidad de que se suba una rueda del camión sobre la banqueta)

$$M = 0.8 (0.1025 S + 0.0625) P \text{ rueda}$$

$$S = 0.10 \text{ m} < 0.61 \text{ m. Por lo tanto } S = 0.61 \text{ m.}$$

$$M = 0.8 (0.1025 \times 0.61\text{m} + 0.0625) \times 7,260 \text{ kg} = 726.15 \text{ kg.m}$$

$$I_p = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 0.30$$

$$I_p = \frac{15.24}{0.61 + 38.10} = 0.39$$

Por lo tanto $I_p = 0.3$

$$M_{CV+P} = (0.726 \text{ ton.m} \times 1.30) + 0.057 \text{ ton.m} = 1.001 \text{ ton.m}$$

$$M_{CM} + M_{CV+P} = 0.497 \text{ ton.m} + 1.001 \text{ ton.m} = 1.498 \text{ ton.m}$$

Diseño por flexión

$$f_s = 1343 \left(1 + \left(\frac{M_{CM}}{M_{CV+P}} \right) \right) \leq 1690 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1343 \left(1 + \left(\frac{0.497 \text{ ton.m}}{1.001 \text{ ton.m}} \right) \right) = 2,009.80 \text{ kg/cm}^2 > 1690 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1690 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$E_s = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c} = 14,000 \sqrt{230} \text{ kg/cm}^2 = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{221,359.44 \text{ kg/cm}^2} = 9.5$$

$$k = \frac{1}{\frac{f_s}{n f_c} + 1} = \frac{1}{\frac{1690 \text{ kg/cm}^2}{9.5 \times 100 \text{ kg/cm}^2} + 1} = 0.36$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.36}{3} = 0.88$$

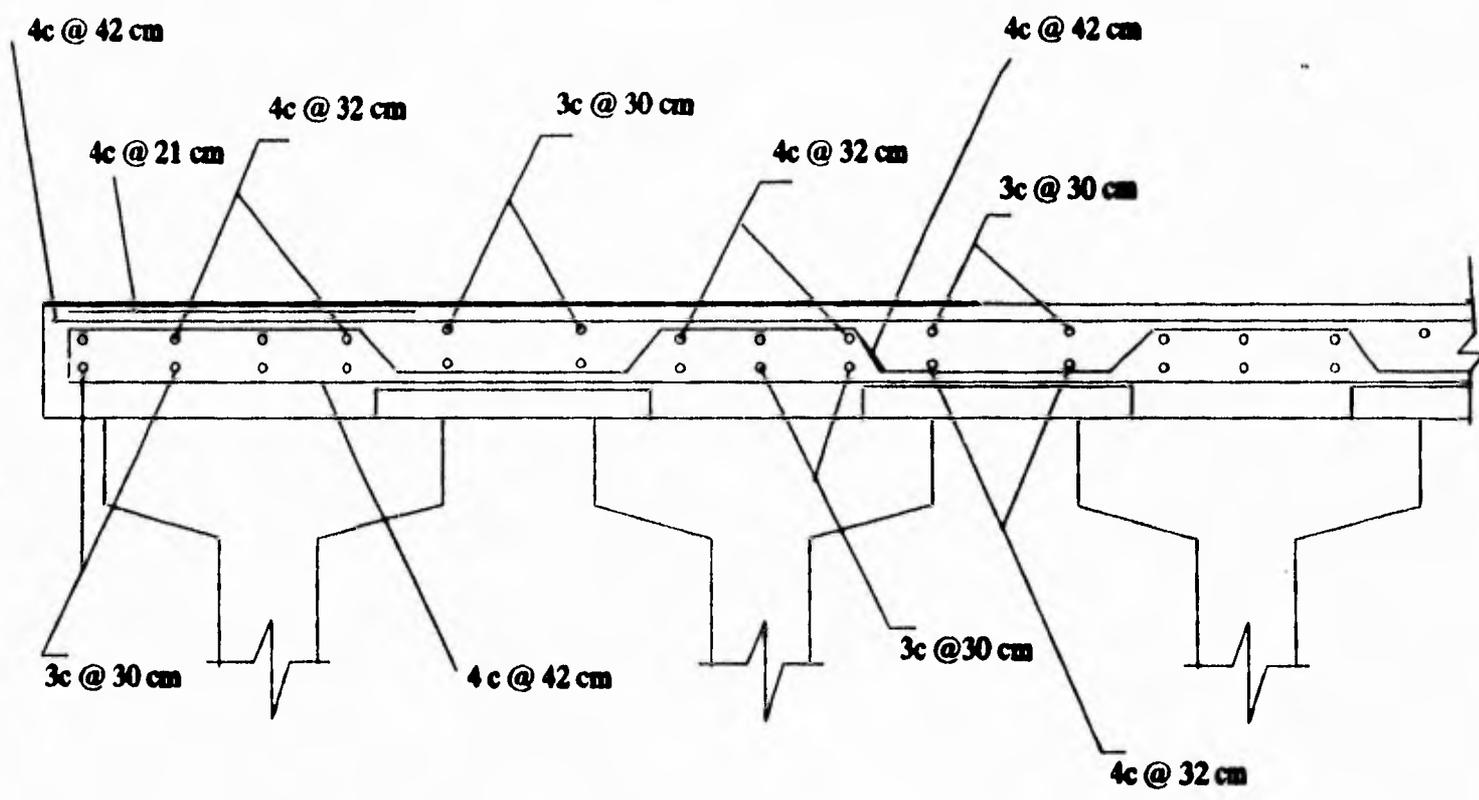
$$R = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{100 \text{ kg/cm}^2 \times 0.36 \times 0.88}{2} = 15.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}} = \sqrt{\frac{1.498 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{15.84 \text{ kg/cm}^2 \times 100}} = 9.72 \text{ cm} < 14 \text{ cm}$$

Por lo tanto es adecuado el peralte.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1.498 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{1690 \text{ kg/cm}^2 \times 0.88 \times 14 \text{ cm}} = 7.19 \text{ cm}^2$$

CROQUIS DEL ARMADO DE LA LOSA



- Cálculo del acero del patín

- Carga muerta

$$\omega_{\text{losa}} = 0.18 \text{ m} \times 0.65 \text{ m} \times \frac{2.4 \text{ ton}}{\text{m}^2} = 0.281 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\omega_{\text{patín}} = 0.1006 \text{ m}^2 \times \frac{2.4 \text{ ton}}{\text{m}^2} = 0.241 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

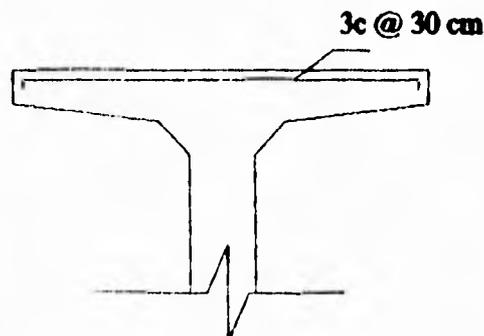
Elemento	Carga (ton)	Brazo (m)	Momento (ton.m)
Losa	0.281	0.325	0.091
Patín	0.241	0.268	0.065
		Suma =	0.156

$$f_s = 1343 \text{ kg/cm}^2; k = 0.41; j = 0.86 \text{ y } R = 17.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R \cdot b}} = \sqrt{\frac{0.156 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{17.63 \text{ kg/cm}^2 \times 100}} = 2.97 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto es adecuado el peralte

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{0.156 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{1343 \text{ kg/cm}^2 \times 0.86 \times 10 \text{ cm}} = 1.35 \text{ cm}^2$$



DEFORMACIONES

- Flecha por peso propio

$$\omega = 1.682 \text{ ton/m} = 16.82 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{P_o, P_o} = \frac{5\omega l^4}{384 E_c I}$$

$$\Delta_{P_o, P_o} = \frac{5 \times 16.82 \text{ kg/cm} \times (3,600 \text{ cm})^4}{384 \times 261,916 \text{ kg/cm}^2 \times 30,821,342 \text{ cm}^4} = 4.56 \text{ cm}$$

- Flecha por presfuerzo

$$\Delta_{P_{pref}} = \frac{P e l^2}{8 E_c I}$$

$$\Delta_{P_{pref}} = \frac{709,049.04 \text{ kg} \times 80.14 \text{ cm} \times (3,600 \text{ cm})^2}{8 \times 261,916 \text{ kg/cm}^2 \times 30,821,342 \text{ cm}^4} = -11.40 \text{ cm}$$

- Flecha por carga muerta debida a la losa

$$\omega = 0.626 \text{ ton/m} = 6.26 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{l_{lms}} = \frac{5 \times 6.26 \text{ kg/cm} \times (3,600 \text{ cm})^4}{384 \times 261,916 \text{ kg/cm}^2 \times 30,821,342 \text{ cm}^4} = 1.70 \text{ cm}$$

- Flecha por carga muerta adicional (parapeto, guarnición, banqueta y asfalto)

$$\omega = 0.493 \text{ ton/m} = 4.93 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{C_{M_{ad}}} = \frac{5 \times 4.93 \text{ kg/cm} \times (3,600 \text{ cm})^4}{384 \times 261,916 \text{ kg/cm}^2 \times 30,821,342 \text{ cm}^4} = 0.87 \text{ cm}$$

- Flecha por carga viva e impacto

$$M_{CV+I} = 1,928,000 \text{ kg.cm} + 26,985,000 \text{ kg.cm} = 28,913,000 \text{ kg.cm}$$

Carga equivalente

$$\omega_{eq} = \frac{8M_{CV+I}}{l^2} = \frac{8 \times 28,913,000 \text{ kg.cm}}{(3600 \text{ cm})^2} = 17.85 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{CV+I} = \frac{5 \times 17.85 \text{ kg/cm} \times (3,600 \text{ cm})^4}{384 \times 261,916 \text{ kg/cm}^2 \times 30,821,342 \text{ cm}^4} = 3.16 \text{ cm}$$

Flecha por carga viva permisible

$$\frac{L}{1000} > \Delta_{CV+I}$$

$$\frac{3600 \text{ cm}}{1000} = 3.6 \text{ cm} > 3.16 \text{ cm} = \Delta_{CV+I}$$

Por lo tanto la flecha por carga viva e impacto es adecuada.

La flecha en condiciones de servicio es:

$$\Delta_{Total} = (-11.40 + 4.56 + 1.70 + 0.87 + 3.16) \text{ cm} = -1.11 \text{ cm}$$

Es decir, la deformación en condiciones de servicio en el centro de cada trabe es de 1.11 cm hacia arriba de la línea horizontal cuyas puntas coinciden con los extremos de la trabe.

C o n c l u s i o n e s

Construir superestructuras de puentes con elementos prefabricados es muy recomendable pues por ejemplo, durante su construcción disminuye la inspección requerida en campo, lo cual reduce las probabilidades de que sucedan errores en la edificación debidos a la ausencia de supervisión adecuada como ocurrió durante la construcción de recientes supercarreteras, y que ocasionó en gran medida según el dictamen del Instituto de Ingeniería de la UNAM que se derrumbara la superestructura de un puente en la autopista Zapotlanejo-Lagos de Moreno-San Juan de los Lagos el pasado 23 de mayo, y que también según el presidente del Colegio de Ingenieros Civiles de México convirtió en peligrosos al menos a 20 puentes, que fueron contruidos con las mismas especificaciones erróneas y con fallas de construcción similares a las del puente que se colapsó (El Financiero 4/VII/95).

Los errores en las especificaciones utilizadas para el diseño de puentes suelen deberse a

que se emplean los reglamentos disponibles y en este caso generalmente se utilizan los norteamericanos de la AASHTO, los cuales no cubren todos los requerimientos del tránsito vehicular en México. Condición que se ha ido complicando toda vez que gran porcentaje de puentes carreteros en uso en México fueron diseñados para cargas vivas de camiones tipo HS-15 (24.5 toneladas) y HS-20 (32.7 toneladas), que corresponden a especificaciones que se han conservado cerca de 50 años en los reglamentos de Estados Unidos, porque aun cuando ahora existen camiones con mucha mayor capacidad de carga las leyes estadounidenses no los permiten y establecen como peso máximo 32.7 toneladas para los vehículos que circulan en sus carreteras, sin embargo, en México actualmente si transitan camiones con cargas más grandes que los tipo HS-15 y HS-20 como los denominados T3-S2-R4 y T3-S3 de 77.5 y 46.0 toneladas respectivamente, lo cual implica que muchos puentes actualmente soportan cargas que superan en mucho a las que se utilizaron para su diseño, a pesar de lo cual no se puede afirmar que tales puentes fallarán próximamente (Gómez R y Barousse M, 1994), pero si a tal situación se le agrega la deficiencia en el mantenimiento o la ausencia del mismo que afecta a la mayoría de los puentes, es posible sugerir que un adecuado programa de revisión del comportamiento de los puentes en servicio debe ser una prioridad, para enseguida realizar las acciones necesarias (aumentar la capacidad de carga de los puentes, restringir el tránsito de determinados vehículos, etc.) que garanticen que no se presenten derrumbes de puentes por los motivos mencionados (a menos que el plan del control demográfico del país se esté volviendo radical).

Por todo ello es indispensable realizar mayor número de proyectos de investigación orientados a mejorar la planeación, el diseño, la construcción, el mantenimiento y la reparación

de puentes, los cuales podrían ser financiados por las empresas que participarán o que ya actúan como concesionarias de las vías terrestres en México, pues en ambos casos aún es posible incluir nuevos acuerdos en las concesiones, y dichas empresas serían beneficiadas con los proyectos mencionados que favorecerían finalmente a los usuarios de tales vías.

Bibliografía y referencias

- * **Apuntes de la Clase de Puentes**
Vicente Guerrero y Gama
Segunda Edición Corregida. Escuela Nacional de Ingeniería.
UNAM. México, D.F., 1959
- * **Cálculo de Estructuras de Puentes de Hormigón**
Avelino F. Samartín Quiroga
Editorial Rueda
Madrid 1983
- * **Concepción de puentes. Tratado General**
Guy Grattésat
Edición Española 1981
Editorial ETA (editores técnicos asociados, s.a.).
- * **Concrete Bridges: Design and Construction**
A. C. Liebenberg
Ed. Longman Scientific & Technical
New York
- * **Design of Modern concrete Highway bridges**
Conrad P. Heins; Richard A. Lawrie
Krieger Publishing Company
McLabar, Florida 1992
- * **Design of Prestressed Concrete Structures**
T. Y. Lin; Ned H. Burns.
Ed. John Wiley & Sons.
New York, 1981

- * **Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado**
T. Y. Lin
C.E.C.S.A.
México, 1969

- * **"Elaboración de apuntes para la asignatura: presfuerzo y prefabricación." Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil**
Luis Enrique Valdés López.
UNAM. México, D.F. 1987

- * **Gómez R y Barousse M, 1994. Mediciones de respuestas estáticas y dinámicas en una superestructura espacial de un puente, memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, 701-711, Zacatecas, México.**

- * **Handbook for prestressed concrete bridges**
Sarkar, Prasada, Kapla y Chhanda.
Structural Engineering Research Centre, Roorkee, U.P.
Faridabad, India, 1969

- * **Ingeniería de Carreteras**
Wright Paul H; Radnor J. Paquette
LIMUSA
México 1993

- * **Mecánica de suelos. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos**
Juárez Badillo. Rico Rodríguez
Editorial LIMUSA.
México, D.F. 1990

- * **Mecánica de Suelos y Cimentaciones**
Ing. Carlos Crespo Villalaz
Editorial LIMUSA
México, D.F. 1990

- * **Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural**
Isunza F, Reparación de puentes, 675-681
Zacatecas, México. 1994

- * **Noticias Estadísticas del Departamento de Tuxpan.**
Eduardo Fages 1854
Prologo: Leonardo Pasquel
Editorial Citlaltepétl
México D.F., 1959

- * **Periódicos: El Financiero, La Jornada, Excélsior y Diario de Tuxpan.**
- * **Programa de Ordenamiento Urbano de Centro de Población Tuxpan.
Gobierno del Estado y H. Ayuntamiento de Tuxpan de Rodríguez Cano.
1993**
- * **Proyectos Tipo de elementos de concreto reforzado
Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas
Subsecretaría de Obras Públicas
Dirección General de Carreteras Federales
México. 1980**
- * **Puente Coatzacoalcos
Secretaría de Obras Públicas
México. 1962**
- * **Puentes de Hormigón Armado Pretensado I y II
Carlos Fernández Casado
Editorial DOSSAT, s. a.
Madrid. 1961**
- * **Revistas: Obras, Ingeniería Civil, Proceso y Scientific American**
- * **Socavación en cauces naturales
J. A. Maza A.
Fac. Ingeniería
UNAM**
- * **Standard Specifications for Highway Bridges.
American Association of State Highway and Transportation Officials.
Washington, D. C. 1989**
- * **Tuxpan. Veracruz: imágenes de su historia.
Leopoldo Alafita Méndez
Filiberta Gómez Cruz
Archivo General del Estado de Veracruz 1991**
- * **Vías de Comunicación. Caminos, Ferrocarriles, Aeropuertos, Puentes y Puertos.
Ing. Carlos Crespo Villalaz
Editorial Limusa
México, 1979**