



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

Facultad de Ingeniería

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA
DE UN PUENTE VEHICULAR CON
TRABES PRESFORZADAS

T E S I S

Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a
CORTES CORTES FRANCISCO JAVIER



Director de Tesis:

ING. MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA

México, D.F.

1993

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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 está 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.

INDICE

TEMA

PAGINA

| | |
|---|----------|
| Introducción ----- | 1 |
| Capítulo 1: TIPOS DE PUENTES ----- | 6 |
| 1.1 DEFINICIONES ----- | 6 |
| 1.2 CLASIFICACION ----- | 6 |
| 1.2.1 Según la naturaleza de la vía soportada ----- | 6 |
| 1.2.2 Según el material principal constitutivo ----- | 6 |
| 1.2.3 Según su funcionamiento mecánico ----- | 7 |
| 1.2.4 Según que el tablero sea fijo o móvil ----- | 7 |
| 1.2.5 Según su disposición en planta ----- | 7 |
| 1.2.6 Según su posición respecto a la vía considerada | 7 |
| 1.2.7 Según el tiempo de vida previsto ----- | 7 |
| 1.3 DIVERSOS TIPOS DE PUENTES ----- | 7 |
| 1.3.1 Puentes primitivos ----- | 7 |
| 1.3.2 Puentes de fábrica ----- | 10 |
| 1.3.4 Puentes metálicos ----- | 11 |
| 1.3.4.1 Puentes de fundición ----- | 11 |
| 1.3.4.2 Puentes de hierro ----- | 12 |
| 1.3.4.3 Puentes colgantes ----- | 13 |
| 1.3.4.4 Puentes de vigas ----- | 16 |
| 1.3.4.5 Puentes de arco ----- | 18 |
| 1.3.4.6 Puentes de acero ----- | 19 |
| 1.3.4.7 Puentes colgantes ----- | 19 |

| | |
|---|-----------|
| Capítulo 2: ANALISIS DE SOLICITACIONES | 21 |
| 2.1 CARGAS | 21 |
| 2.1.1 Carga muerta | 21 |
| 2.1.2 Carga viva | 22 |
| 2.1.2.1 Cargas tipo H | 23 |
| 2.1.2.2 Cargas tipo HS | 25 |
| Camiones tipo T3-S3 y T3-S2-R4 | 28 |
| 2.1.3 Impacto o efecto dinámico de la carga viva | 29 |
| 2.1.3.1 Carriles de tránsito | 29 |
| 2.1.3.2 Tipo de carga por camión y por carril | 31 |
| 2.1.3.3 Cargas para banquetas y guarniciones | 32 |
| 2.1.3.3.a Banquetas | 32 |
| 2.1.3.3.b Guarniciones | 32 |
| 2.1.3.4 Impacto | 32 |
| 2.2 DISTRIBUCION DE LAS CARGAS SOBRE LAS LOSAS DE CONCRETO | 33 |
| 2.2.1 Longitud del claro | 33 |
| 2.2.2 Distancia de las cargas de las ruedas al borde de la losa | 33 |
| 2.3 MOMENTOS FLEXIONANTES | 34 |
| 2.3.1 Armado principal perpendicular a la dirección del tránsito | 34 |
| 2.4 LOSAS EN VOLADIZO | 36 |
| 2.5 VIGAS MARGINALES | 37 |

| <u>TEMA</u> | <u>PAGINA</u> |
|---|---------------|
| 2.6 ACERO DE REFUERZO POR DISTRIBUCION ----- | 39 |
| Capítulo 3: ANALISIS Y DISEÑO DE PUENTES ----- | 40 |
| 3.1 DATOS DE PROYECTO ----- | 40 |
| 3.2 DIMENSIONES PROPUESTAS ----- | 42 |
| 3.3 ANALISIS DEL VOLADIZO ----- | 43 |
| 3.3.1 Dimensiones propuestas ----- | 43 |
| 3.3.2 Carga muerta ----- | 43 |
| 3.3.3 Carga viva ----- | 44 |
| 3.3.4 Momento total ----- | 44 |
| 3.3.5 Revisión de peralte ----- | 44 |
| 3.3.6 Revisión del esfuerzo permisible del acero de refuerzo ----- | 44 |
| 3.3.7 Acero de refuerzo ----- | 45 |
| 3.4 ANALISIS DE VIGAS REFORZADAS PREFABRICADAS -- | 46 |
| 3.4.1 Dimensiones propuestas ----- | 46 |
| 3.4.2 Análisis por cargas muertas ----- | 47 |
| 3.4.3 Análisis por cargas vivas ----- | 49 |
| Capítulo 4: REVISIÓN DE TRABES PREFORZADAS ----- | 52 |
| 4.1 DIMENSIONES PROPUESTAS ----- | 53 |
| 4.2 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES ----- | 54 |
| 4.2.1 Sección de vigas ----- | 55 |
| 4.3 ANALISIS DE VIGAS VIVAS ----- | 56 |
| 4.3.1 Carga viva por impacto ----- | 58 |
| 4.4 ANALISIS DE VIGAS MUERTAS ----- | 59 |
| 4.4.1 Carga muerta primera etapa ----- | 59 |
| 4.4.2 Carga muerta segunda etapa ----- | 59 |

| | | |
|---------------------------------------|---|-----------|
| 4.5 | ESFUERZOS DEBIDOS A CARGAS | 62 |
| 4.5.1 | Peso propio | 62 |
| 4.5.2 | Peso de la losa y diafragma | 62 |
| 4.5.3 | Peso por carga adicional | 62 |
| 4.5.4 | Peso por carga viva más impacto | 63 |
| 4.6 | PRESFUERZO | 63 |
| 4.6.1 | Número de cerones | 63 |
| 4.6.2 | Esfuerzos debidos al presfuerzo | 65 |
| 4.6.3 | Pérdidas por presfuerzo | 66 |
| 4.6.4 | Resumen de pérdidas | 69 |
| 4.7 | TRAYECTORIA DE LOS CABLES | 70 |
| 4.8 | REVISIÓN DEL MOMENTO ULTIMO EN EL CENTRO DEL CLARO | 78 |
| 4.9 | DISEÑO POR MOMENTO ULTIMO | 79 |
| 4.10 | DEFLEXIONES | 83 |
| 4.11 | APOYO | 84 |
| 4.11.1 | Apoysos | 86 |
| 4.11.2 | Apoysos | 87 |
| 4.11.3 | Deflexión por compresión | 88 |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | | 90 |
| BIBLIOGRAFIA | | 98 |

INTRODUCCION

INTRODUCCION

Las dificultades que se presentan en el desarrollo académico de los estudiantes de Ingeniería Civil, particularmente en el área de estructuras, hacen necesario contar con una serie de ejemplos, manuales, y reglamentos, actualizados e ilustrativos que apoyen en su totalidad este proceso de aprendizaje.

Esta necesidad se prolonga en ocasiones hasta llegar a la práctica, por lo que en el presente trabajo se pretende contribuir como material de apoyo para ambas etapas, enfocado sin embargo a sólo una pequeña parte de la Ingeniería Civil que es en el área de Diseño de Puentes, (aunque por sí sola es sin duda un tema muy amplio), la cual por el mismo desarrollo social, demográfico y todas las implicaciones que estos fenómenos producen, es cambiante y progresista.

El objetivo principal de ésta tesis, es mostrar un problema totalmente resuelto del análisis y diseño de la superestructura de un puente vehicular con trabes presforzadas, con el criterio de la práctica profesional, en el cual el enfoque que se aplica muestra las pequeñas diferencias entre la teoría y la práctica.

Con objeto de llevar una secuencia clara y sencilla para el entendimiento del problema se han numerado los títulos y subtítulos de manera que resalten del texto, así como su rapidez de consulta.

dentro de su respectivo tema.

Para elegir el tipo de estructura más conveniente para el proyecto de puentes, es necesario disponer de información detallada y completa de todos los factores que se requieren para su construcción y buen funcionamiento.

En el primer capítulo se muestra una sinopsis de antecedentes y evolución de los puentes, así como diversos "tipos de puentes" los cuales se consideran cuando se va a determinar uno de ellos como solución particular en cada proyecto existente; se mencionan también algunas consideraciones generales de los puentes más usuales.

Para el capítulo "Análisis de solicitaciones", hay que tener en cuenta lo establecido en los reglamentos de construcción, que para simplificar el proyecto de estructuras comunes especifican las cargas mínimas de diseño y sus combinaciones críticas por medio de criterios basados en la experiencia, en algunas mediciones, y en general métodos empíricos, que se basan en principios ingenieriles.

En cuestión del estudio de puentes, los reglamentos se han mantenido bajo criterios más conservadores que los correspondientes a estructuras más comunes, lo cual revela que no se conocen con precisión los efectos dinámicos del impacto de la carga viva, así como la fatiga debida a la repetición de cargas, pero a medida que

se logra obtener mayor información de los ensayos de laboratorio, los reglamentos de puentes van identificándose cada vez más con los reglamentos de construcción vigentes.

En el análisis y diseño de un puente, (en este caso solamente se analizará y diseñará la superestructura del puente debido a la extensión de los temas complementarios, como sería la subestructura, terraplenes, etc.) se cubren los aspectos definitivos del proyecto de estructuras: estructuración (conceptualizar la estructura en forma cualitativa), análisis de cargas, análisis estructural y dimensionamiento.

De la estructuración de un puente conviene evaluar ventajas y desventajas tanto de tipo económico como de proceso constructivo así como métodos especiales (utilizar elementos prefabricados, presforzados, etc.) para un funcionamiento óptimo, en el caso de un proyecto de puentes es necesario hacer un análisis de cada uno de éstos aspectos, sin olvidar que cada uno de ellos está en conjunción con los demás para obtener la solución más adecuada.

Una de las soluciones más empleadas, de acuerdo al tipo de carga rodante en los puentes, y para ciertos claros, es el uso de traveses longitudinales paralelas al tránsito, soportando una losa de concreto (reforzado en sentido perpendicular al tránsito), ligadas entre sí por medio de diafragmas intermedios también perpendiculares al tránsito.

La función de los diafragmas es repartir las cargas concentradas en las trabes longitudinales y reducir los momentos torsionantes producidos por la deformación de la losa de piso, así como lograr una mayor rigidez de conjunto.

Debido a que las necesidades de flujo vehicular en las zonas en desarrollo crecen cada vez más, los reglamentos de construcción recomiendan mayores cargas vivas como mínimo; considerando además que para puentes de claros mayores de 12 metros es económico el empleo de concreto presforzado, además que tiene la ventaja de que puede ser prefabricado o colado en el lugar; se utilizará éste método para nuestro ejemplo, dejando ver ciertas ventajas y desventajas entre utilizar trabes pretensadas y trabes postensadas.

El diseño y la revisión de los elementos que componen un puente, llevan una secuencia apegada a la manera de un proyecto real, lo cual ilustra de manera cualitativa toda la concepción del proyecto de puentes, sin perder de vista la teoría existente en las materias de apoyo que forman al ingeniero.

Las revisiones como parte fundamental de un proyecto después del dimensionamiento, aseguran que el proyecto estructural sea adecuado; sin embargo es importante aclarar que son tantos los factores que influyen en el comportamiento estructural de un puente, que es necesario tomar una posición conservadora en cuanto a los factores de carga, factores de resistencia, porcentajes de

pérdidas de presfuerzo, acero de refuerzo, etc.

Este trabajo pretende ser lo más claro y sencillo posible, por ello cuando se crea necesario, se dará una breve explicación o aclaración acerca de los datos, fórmulas, tablas, etc., sin embargo, cabe señalar que pueden existir omisiones que tal vez dejen inquietud entre quienes lo utilicen, por lo que se aconseja consultar además otras publicaciones.

CAPITULO 1

TIPOS DE PUENTES

CAPITULO 1

TIPOS DE PUENTES

1.1 DEFINICIONES:

Un puente es una obra que permite franquear un obstáculo natural o una vía de circulación terrestre, fluvial o marítima.

Un viaducto es una obra que cruza a gran altura una brecha, o que se compone de gran número de vanos sucesivos.

Una pasarela es una obra reservada a los peatones

Los puentes se clasifican de diferentes modos:

1.2 CLASIFICACION:

Los puentes se clasifican de diferentes modos:

1.2.1 Según la naturaleza de la vía soportada

Se distinguen, principalmente, los puentes carreteros y los ferrocarrileros.

1.2.2 Según el material principal constitutivo

Hablamos de puentes de madera, de fábrica, de fundición, de hierro, de acero, de concreto armado o de concreto presforzado, según la naturaleza del material constitutivo de los elementos portantes principales.

1.2.3 Según su funcionamiento mecánico

Los puentes se clasifican en tres grandes categorías, según la disposición de sus elementos portantes principales:

Los puentes de vigas

Los puentes de arco

Los puentes colgantes

1.2.4 Según que el tablero sea fijo o móvil

1.2.5 Según su disposición en planta

Los puentes se clasifican en rectos, esviados o curvos, según su vista en planta.

1.2.6 Según su posición respecto a la vía considerada

Se clasifican en pasos superiores y pasos inferiores.

1.2.7 Según el tiempo de vida previsto

Se distinguen los puentes definitivos y los provisionales.

1.3 DIVERSOS TIPOS DE PUENTES

1.3.1 Puentes primitivos

La construcción de pasarelas primero, y de puentes después, aparece como una de las más antiguas actividades del hombre. Tales pasarelas, que sirven para cruzar ríos o barrancos, están constituidas por materiales que se encuentran directamente en la naturaleza: madera, piedra, lianas.

Existen dos tipos principales: las pasarelas colgantes y las vigas. En las pasarelas colgantes, los elementos portantes son cables, formados por lianas o por bambú trenzado, sujetos en ambos lados de la brecha a franquear bien a rocas, o a troncos de árboles.

Esta clase de pasarelas se encuentran en todas las regiones en que se pueden fabricar cables a partir de materiales naturales: Africa, América del Sur, Asia Central, China, etc. A pesar de haber tenido algunos perfeccionamientos, las pendientes siguen siendo demasiado fuertes y las flechas excesivamente grandes para permitir el paso de vehículos.

En las pasarelas que funcionan como vigas, los elementos portantes son de piedra o de madera.

Las compuestas por losas de piedra tienen sus claros muy limitados a causa de su débil resistencia a tensión y cortante. No se pueden emplear, por lo tanto, solo cuando pueden disponerse de apoyos intermedios suficientemente próximos en el río a cruzar, pero son duraderas: la que todavía existe en Esmirna parece construida hacia el 850 A. C., y podría ser la más antigua pasarela subsistente.

Gracias a sus características mecánicas, la madera permite claros considerablemente mayores que la piedra, con una capacidad portante suficiente para el paso de vehículos e incluso de carros fuertemente cargados.

Así ha permitido construir no sólo numerosas pasarelas sino también los primeros puentes propiamente dichos. Los historiadores antiguos, principalmente Herodoto, nos ha dejado descripciones de obras ya muy importantes, tales como los puentes sobre los ríos Nilo y el Eufrates, compuestos por una sucesión de tramos de madera formados por longrinas que se apoyan sobre pilas de piedra, y que fueron construidos más de 20 siglos A. C.

En muchos puentes de madera, los apoyos intermedios están formados por pilotes del mismo material hincados en el cauce del río y arriostrados entre sí. La construcción de puentes y pasarelas de madera ha continuado a lo largo de la historia. Un perfeccionamiento, muy antiguo sin duda, ha consistido en reforzar las vigas por medio de codales oblicuos, este sistema introduce un empuje horizontal sobre los apoyos bajo el efecto de las cargas, siendo análogo al de los puentes pórtico actuales de pies inclinados. Puede ser considerado el primer sistema de puente arco.

Los tres grandes tipos de puentes: colgantes, de vigas y de arco (éste último menos caracterizado que los dos primeros) tienen así un origen enormemente antiguo. Lo mismo ocurre con la construcción en voladizo, tan extendida hoy, que aparece en las realizaciones de pasarelas en diferentes regiones (Himalaya, Cáucaso, China, etc.) cuando la dimensión de la brecha a franquear superaba la longitud de los troncos disponibles siendo, al mismo tiempo, imposible

construir apoyos intermedios.

Como los constructores no sabían enlazar unos troncos con otros a tope para componer una viga suficientemente larga, tuvieron la idea de arrancar desde ambos márgenes en voladizo por diversos métodos: bien elevando una especie de tronco de pirámide, bien empotrando troncos en paredes rocosas, bien enlazando sólidamente un tronco a un emparrillado de vigas lastrado por piedras para hacer contrapeso. Así era posible salvar la distancia entre los extremos de los voladizos con un sólo tronco, precisándose un enlace muy simple entre ambos para transmitir las acciones verticales.

1.3.2 Puentes de fábrica (en el período romano)

Al igual que otros pueblos contemporáneos, los romanos siguieron construyendo numerosos puentes de madera, básicamente por razones militares, como el de César, sobre el río Rin, en el año 55 A. C., o el de Trajano, sobre el Danubio, en el año 105 de nuestra era. Este último tenía una longitud superior a 1100 m y, según el dibujo que de él existe en la Columna Trajano, estaba compuesto por una sucesión de arcos de madera apoyados en gruesas pilas de piedra.

Pero es el empleo de la bóveda de piedra para la construcción de puentes, lo que caracteriza esencialmente este período. Los romanos no inventaron la bóveda. Existen algunas bóvedas verdaderas muy antiguas en Egipto y en Oriente Medio que aparecen como realizaciones aisladas que no fueron imitadas.

1.3.4 Puentes metálicos

1.3.4.1 Puentes de fundición

Los puentes de fundición aparecieron a fines del siglo XVIII. El primero fue el de Coalbrookdale construido en 1779, sobre el río Severn en Inglaterra. Después de 1800 se realizaron muchos otros puentes de fundición para carretera o ferrocarril (Nevers, Tarascon, Avignon, etc.).

La mayoría de estos puentes tuvieron una vida relativamente corta. En efecto, la fundición es un material frágil con una débil resistencia a tensión. Bajo el efecto de esfuerzos complejos en los enlaces y a causa de dilataciones diferenciales, choques y vibraciones debidas a la circulación, se produjeron numerosas roturas, y ello no sólo en las armaduras sino también en los arcos principales que no habían sido teóricamente previstos para soportar más que esfuerzos de compresión.

Los puentes que subsisten lo deben a su ligereza (como la Pasarela de las Artes, que no soporta más que a peatones), o a mejores disposiciones constructivas (puente Sully, 1876, y puente del Double, 1882, cuyas vigas transversales son de acero y cuyos ensamblajes están mejor concebidos).

Ninguna de las tentativas de reparación de este tipo de puentes ha dado resultados satisfactorios. Cuando las disposiciones constructivas son malas se producen inevitablemente nuevas roturas

y el único remedio es la reconstrucción del puente.

En los puentes de este tipo que siguen en servicio porque su tablero se halla todavía en buen estado, hay que preocuparse en todo caso por sus barandillas. En efecto, es raro que un parapeto de fundición pueda soportar un fuerte empuje de peatones, y no cabe pensar que resista un choque de vehículo. Por consiguiente es prudente sustituirlo o reforzarlo como se ha hecho en los puentes Sully, en París, en los que se han dispuesto por el interior de los elementos de fundición de la barandilla montantes y barras de acero, conservándose el aspecto exterior de la obra.

1.3.4.2 Puentes de hierro

A principios del siglo XIX, paralelamente a la fundición, el empleo del hierro se desarrolló rápidamente. El hierro era más caro que la fundición, al exigir más trabajo de elaboración, pero poseía una resistencia a la tensión muy superior a la de aquélla. De este modo, los constructores disponían por primera vez de un material que permitía realizar los tres grandes tipos de puentes: *puentes suspendidos*, *puentes de vigas* y *puentes de arco*. Las tres tipologías eran conocidas desde los tiempos más antiguos, pero los claros permanecían muy limitados a causa de las características de los materiales. Con la fundición, que no resistía apenas a tensión, no se podían hacer más que bóvedas. El hierro iba a ofrecer posibilidades incomparablemente más amplias.

1.3.4.3 Puentes colgantes

Los primeros puentes construidos gracias al hierro fueron puentes colgantes.

Desde hace más de 2000 años se sabía construir pasarelas suspendidas con cadenas, cuyos eslabones eran de hierro forjado. Pero los claros de estas obras estaban muy limitados, a causa del propio peso de las cadenas: el primer puente suspendido americano para vehículos, construido en 1796 por James Findlay, tenía un claro de 21 m.

Fue la invención de las cadenas formadas por barras de hierro articuladas, patentada en 1817 por Brown en Inglaterra, la que permitió pasar de un golpe a claros mucho mayores. El primer puente colgante de cadenas constituidas por barras de hierro fue el de Berwick, construido en 1820 por Brown, cuyo claro alcanzaba 137 m. Sin embargo, seis meses más tarde fue arrastrado por el viento.

Algunos años más tarde, en 1826, Telford construía el puente sobre el Menai, cuyo claro era todavía mayor: 177 m. El éxito de este puente, cuyo tablero de madera ha sido estropeado por el viento en varias ocasiones, pero que ha permanecido en servicio hasta 1940, fue determinante para el desarrollo de los puentes colgantes.

En Francia, los puentes colgantes fueron introducidos por una decisión de la Administración que encargó a Navier al estudio de este nuevo tipo de puentes, que se extendía en Inglaterra, y la

construcción de uno en París. Navier escribió una memoria y desarrolló un proyecto de puente suspendido situado frente a la Explanada de los Inválidos.

En 1826, cuando este puente estaba casi totalmente terminado, se produjeron ciertos movimientos de los macizos de anclaje, sin duda mal cimentados, siendo necesario demoler todo. Un puente suspendido de 68 m de claro central fue construido, a pesar de todo, un poco aguas arriba, en el emplazamiento del actual Puente de los Inválidos, terminándose en 1829. A continuación se construyeron en París otros puentes y pasarelas colgantes, pero todos fueron sustituidos a fines del siglo XIX, hoy no subsiste ninguno.

Fue en Tournon, sobre el Ródano, donde los hermanos Seguin construyeron en 1825 el primer puente colgante francés. Sus dos tramos de 85 m de claro estaban suspendidos a cables formados por hilos de hierro de 3mm de diámetro. En el curso de los años siguientes los hermanos Seguin realizaron un centenar de puentes del mismo tipo sobre el Ródano, así como en la región de los Alpes y del Macizo Central.

La técnica de los cables compuestos por hilos de hierro fue utilizada en Suiza para la construcción del puente colgante de Friburgo, en 1834, que durante largo tiempo, con sus 271 m de claro, fue el récord de este tipo de obras.

También con cables de hilos paralelos fue construido el puente de la Roche-Bernard, en 1836, cuyo claro alcanzaba 198 m, superando ampliamente el de todos los puentes franceses de la época.

En Estados Unidos, la técnica de los cables de hilos paralelos fue introducida por Ellet, como consecuencia de una estancia en Europa donde había terminado sus estudios. A su regreso construyó varios puentes importantes, entre ellos un récord del mundo, el puente de Wheeling sobre el Ohio, en 1849, con 308 m de claro. A continuación, fue encargado de construir un puente sobre el Niágara pero tuvo que ceder la dirección de los trabajos a Roebling, quien iba a mejorar y desarrollar muy ampliamente la técnica de los puentes colgantes.

Mientras que Ellet situaba los hilos en capas que sostenían barras horizontales a las que se anclaban las suspensiones, Roebling reunía los hilos en cables cilíndricos fuertemente apretados, a los cuales quedaban enlazados los tirantes por medio de collares. Alrededor del cable así compuesto se enrollaba un hilo fuertemente estirado para completar el apretado e impedir la penetración del agua. Esta técnica, inspirada en la de los hermanos Seguin y perfeccionada por el invento de máquinas cada vez más eficaces para el entrelazado y la terminación de los cables, fue empleada en lo sucesivo en la mayoría de los puentes americanos. Roebling llevó a cabo la construcción del puente sobre el Niágara (terminado en 1885 con un claro de 250 m) siendo el primer puente suspendido de

ferrocarril y estando en servicio hasta 1897. A continuación se le encargó la construcción del puente de Cincinnati (1867, claro 335 m) y, seguidamente, la del puente de Brooklyn en Nueva York, para el cual inauguró el empleo de cables de acero.

Los primeros puentes colgantes sufrieron numerosos accidentes. Muchos de ellos fueron destruidos por el viento. Estos accidentes tenían su origen básicamente en la insuficiente rigidez de estas obras y probablemente también en la disminución de la resistencia de los cables debida a la oxidación. En efecto, en estos primeros puentes las vigas transversales suspendidas de los tirantes no estaban unidas entre sí en sentido longitudinal más que de un modo muy flexible, produciéndose deformaciones importantes bajo el paso de las cargas. Así, el primer puente de ferrocarril construido en Inglaterra, hacia 1830, sobre el río Tees, tuvo que ser puesto fuera de servicio algunos años más tarde a causa de su excesiva flexibilidad. Esforzándose en remediar este defecto, hacia 1840 todos los constructores buscaban el medio de aumentar la rigidez de los tableros. Pero sólo a fin de siglo, y en los puentes suspendidos de acero, aparecieron las verdaderas "vigas de rigidez".

1.3.4.4 Puentes de vigas

Cuando, hacia 1830, la producción industrial de hierro se desarrolló para la fabricación de calderas, el nuevo material fue utilizado en Europa, en forma de vigas de alma llena, para la

construcción de alguno de los puentes de ferrocarril. La realización más espectacular de vigas metálicas fue la del puente "Britannia", construido en 1850 por Robert Stephenson, compuesto por dos tramos centrales de 140 m y dos laterales de 70 m.

Para salvar unos claros tan importantes y para evitar un exceso de flexibilidad, habían concebido un tablero muy rígido sostenido por cables. Pero como este tablero demostró una rigidez suficiente por sí mismo, los cables inicialmente previstos no fueron finalmente colocados. Se trataba de un tubo rectangular de paredes llenas y altura constante, por cuyo interior pasaban los trenes. Este puente ha estado en servicio hasta el año 1971, fecha en la que sufrió daños como consecuencia de un incendio y tuvo que ser reemplazado.

En América, donde se habían realizado numerosos puentes de vigas trianguladas de madera, el hierro se utilizó en un principio para construir las diagonales tendidas de las vigas mixtas de madera y metálicas. Después, las vigas fueron totalmente construidas en hierro, con disposiciones muy variadas para las triangulaciones. Sólo a partir de 1850 el sistema de las vigas trianguladas se desarrolló en Europa, reemplazando al de las vigas de alma llena.

En Francia, el principal constructor de esta época fue Gustavo Eiffel (1832-1923), autor de numerosos puentes metálicos de vigas trianguladas de canto constante, la mayoría para ferrocarril. Eiffel construyó también algunos puentes importantes de carretera

del mismo tipo (Saint-André-de-Cubzac, 1882). Sus pilas son a veces de piedra, a veces de fundición y, con más frecuencia, pilonos triangulados de hierro.

1.3.4.5 Puentes de arco

El hierro se prestaba bien a la construcción de puentes de arco. A pesar de su mayor precio, fue sustituyendo progresivamente a la fundición a causa de sus mejores características mecánicas. Entre los primeros arcos de hierro figuran el puente de ferrocarril de Asnières (1852) y el puente carretero de Arcole en París (1855 claro 80 m), que todavía hoy están en servicio y en un excelente estado de conservación.

Los grandes arcos metálicos aportaron una solución relativamente económica y muy espectacular para salvar a gran altura valles profundos y ríos anchos en los que las cimbras resultaban muy difíciles y costosas. Las realizaciones más importantes han sido las dos grandes obras ferroviarias de Eiffel: el puente María Pia en Oporto, sobre el Duero (1878 - 160 m de claro) y el viaducto de Garabit sobre el río Truyère (1884 - 165 m de claro).

Estos arcos, así como los tableros que soportan, fueron construidos en voladizo, siguiendo una técnica puesta a punto por Eiffel que permitía evitar por completo la cimbra. Tal modo de construcción en voladizo se desarrolló ampliamente a partir de entonces.

1.3.4.6 Puentes de acero

Fue después de la invención, en 1856, del convertidor por Bessemer, y posteriormente de los procedimientos Siemens-Martin en 1867, cuando la fabricación comercial del acero permitió su empleo en los puentes. Gracias a sus características y, sobre todo, a su resistencia, iba a sustituir totalmente a la fundición y al hierro. Sin embargo, tal evolución no se produjo más que de un modo progresivo, a medida que las posibilidades del acero eran mejor apreciadas. El primer gran puente en el que el acero fue muy ampliamente utilizado es el Saint-Louis sobre el Mississippi construido por Eads, entre 1868 y 1874. Incluye tres arcos de 153, 159 y 153 m de claro.

Algunos años después, Roebling propuso utilizar el acero para la fabricación de los cables del puente de Brooklyn comenzado en 1869 y terminado en 1883. Este puente, que entonces era con su claro central de 487 m el mayor del mundo, fue también el mayor puente colgante de acero.

1.3.4.7 Puentes colgantes

A partir de la realización del puente de Brooklyn, los alambres de acero sustituyeron, gracias a su mayor resistencia mecánica, a los de hierro para la fabricación de cables y suspensiones de los puentes colgantes, permitiendo así un aligeramiento sensible para el mismo claro.

En Francia, F. Arnodin introdujo progresos muy importantes en la construcción de este tipo de obras. Arnodin inventó principalmente el cable de torsión alternativa, el que se obtuvo enrollando varias capas de hilos alrededor de otro rectilíneo de tal modo que las hélices sucesivas se enrollaban alternadamente en uno y otro sentido. La ventaja principal de este sistema, aparte de su facilidad de preparación en fábrica y de transporte, proviene del hecho de que la tensión del cable así constituido provoca un apretado transversal presionando los hilos unos contra otros. De este modo, el cable queda mejor protegido contra la penetración de agua y riesgos de oxidación, aunque tal protección esté lejos de ser absoluta. En caso de rotura de un hilo la zona debilitada es muy limitada: en efecto, gracias al rozamiento contra los vecinos, el alambre roto interviene en la resistencia del cable como si la rotura no existiera, salvo en las secciones muy próximas a ésta. Es el mismo principio de los textiles. Así, numerosas roturas de hilos pueden producirse sin que la resistencia del cable se vea sensiblemente disminuida, a condición de que tales roturas no estén excesivamente próximas unas a otras.

CAPITULO 2

ANALISIS DE SOLICITACIONES

CAPITULO 2

ANALISIS DE SOLICITACIONES

En este capítulo se resumen las especificaciones y recomendaciones que la "American Association of State Highway and Transportation Officials" (AASHTO) establece, para el proyecto y diseño de la superestructura de un puente.

En cada inciso se escribe entre paréntesis el capítulo y el apartado como aparecen en las normas AASHTO.

2.1 CARGAS (3.2.1)

Las estructuras se diseñarán para las siguientes cargas o su combinación más desfavorable.

2.1.1 Carga muerta

2.1.2 Carga viva

2.1.3 Impacto o efecto dinámico de la carga viva

2.1.4 Cargas accidentales como el viento o los movimientos sísmicos

2.1.1 CARGA MUERTA (3.3)

La carga muerta estará formada por el peso de la estructura ya terminada, la que deberá incluir la superficie de rodamiento, las banquetas, los parapetos, las tuberías, los conductos y todas las instalaciones del servicio público.

Como una guía para la determinación de la carga muerta, la AASHTO recomienda para los distintos materiales, los siguientes pesos volumétricos:

| M A T E R I A L | Pv [kg/m ³] |
|-----------------------------|-------------------------|
| ACERO | 7850 |
| CONCRETO SIMPLE | 2300 |
| CONCRETO REFORZADO | 2400 |
| ARENA, TIERRA, GRAVA SUELTA | 1900 |
| MEZCLAS ASFALTICAS | 2400 |
| MADERA | 800 |

Las cargas de nieve o hielo, cuando sea probable que se presenten, se considera que estarán compensadas por la disminución apreciable de la carga viva (vehículos y peatones) y no se tomarán en cuenta este tipo de cargas, salvo en ocasiones especiales.

2.1.2 CARGA VIVA (3.4)

La carga viva consistirá en el peso de la carga móvil aplicada, como son los camiones, autos y peatones.

En lo que respecta a la carga viva por camiones, la AASHTO considera cuatro tipos de vehículos, adoptados en 1945 como cargas hipotéticas, pues no se seleccionaron de algún tipo particular de camión, son por el contrario generales, teniendo por objeto asegurar que cualquier camión o grupo de camiones que atraviesen por un cierto puente, no le produzcan esfuerzos mayores que los permitidos para los vehículos adaptados.

Estos vehículos son: H-15, H-20, HS-15 y HS-20, las cargas correspondientes a los tipos H-9 son siempre mayores que las cargas H.

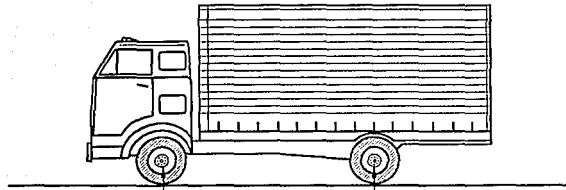
2.1.2.1 Cargas tipo H

(3.7.6)

Las cargas tipo H se designan por la letra H seguida de un número que indica el peso bruto del camión en toneladas inglesas. La figura 1 muestra a un camión de dos ejes y sus cargas correspondientes y la figura 3 la carga uniforme por carril equivalente.

1 tonelada inglesa = 2000 lb = 908 kg.

CAMION TIPO H



| | | | |
|-----|----|----------|-----------|
| H20 | -- | 3,629 kg | 14,515 kg |
| H15 | -- | 2,722 kg | 10,886 kg |

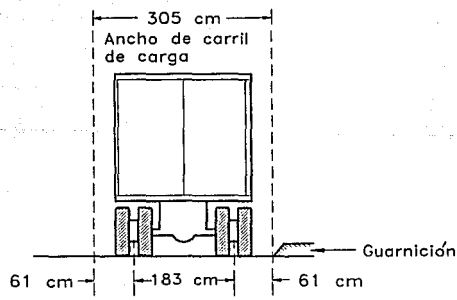
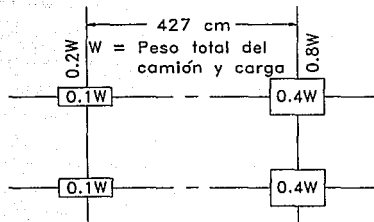


FIGURA 1

2.1.2.2 Cargas tipo HS

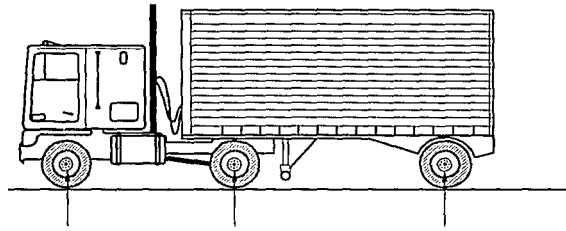
(3.7.7)

Estas cargas se refieren a un camión tractor con semirremolque, figura 2 y la figura 3 muestra también la carga uniforme equivalente para este tipo de cargas. Para designarlas se usa la letra H seguida de la letra S acompañadas del peso bruto del camión y el peso bruto del semirremolque, ambos en toneladas inglesas.

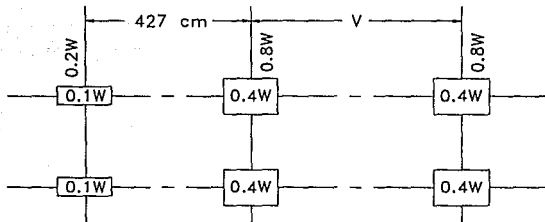
La distancia del eje posterior en este tipo de camiones es variable, con objeto de que el espacio entre los ejes se pueda aproximar a las características de los semirremolques actuales. Además, la variación de la distancia entre los ejes permite, en puentes de claros continuos, colocar las cargas de los ejes más pesados en los claros adyacentes, de manera que se produzcan los mayores momentos negativos.

Cabe aclarar que en México, los vehículos autorizados por la SCT para el diseño de puentes son más pesados que los especificados por la AASHTO y esto se debe a que las condiciones en uno y otro país son distintas y éstos están referidos a las series T3 (tractor de 3 ejes) acompañadas por un semirremolque de 2 ó 3 ejes (S2 ó S3) y en ocasiones un remolque de 4 ejes (R4), como se puede observar en la figura 4.

CAMION TIPO HS



| | | | |
|-----|-------------|-----------|-----------|
| H20 | -- 3,629 kg | 14,515 kg | 14,515 kg |
| H15 | -- 2,722 kg | 10,886 kg | 10,886 kg |



W = Peso total de los dos primeros ejes, igual al que tiene el camión tipo H correspondiente.
 V = Espaciamiento variable de 427 cm a 914 cm inclusive, el espaciamiento que se use, será el que produzca los esfuerzos máximos.

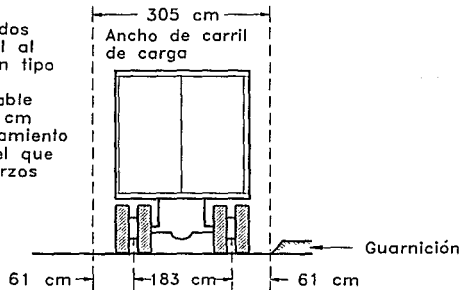
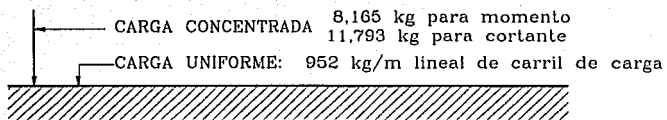


FIGURA 2

CARGA H20 Y HS20



CARGA H15 Y HS15

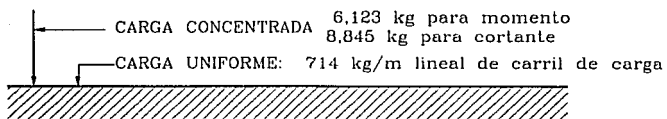


FIGURA 3

2.1.3 IMPACTO O EFECTO DINAMICO DE LA CARGA VIVA

2.1.3.1 CARRILES DE TRANSITO (3.11)

Se considera que la carga por carril o la de un camión tipo ocupará un ancho de 3.05 m, éstas cargas se colocarán para proyecto en un ancho de carril dado por la siguiente expresión:

$$A = Ac/N$$

donde:

A = ancho de carril para proyecto.

Ac = ancho de calzada entre guarniciones, sin contar la faja o camellón central.

N = número de carriles para proyecto y cuyo valor está en función del ancho de calzada Ac.

En la siguiente tabla se proporcionan los valores de N para distintos valores de Ac.

| Ac (m) | N |
|-------------------------|----|
| $6.1 \leq Ac < 9.14$ | 2 |
| $9.14 \leq Ac < 12.8$ | 3 |
| $12.8 \leq Ac < 16.46$ | 4 |
| $16.46 \leq Ac < 20.12$ | 5 |
| $20.12 \leq Ac < 23.77$ | 6 |
| $23.77 \leq Ac < 27.43$ | 7 |
| $27.43 \leq Ac < 31.09$ | 8 |
| $31.09 \leq Ac < 34.75$ | 9 |
| $34.75 \leq Ac < 38.40$ | 10 |

2.1.3.2 Tipo de carga por camión y por carril (2.7)

Las figuras anteriores resumen las distancias entre los ejes de ruedas, la distribución de pesos y las dimensiones que definen el gálibo de los camiones tipo H y HS, adicionalmente se proporcionan las cargas por carril, las cuales consisten en una carga uniforme por metro lineal de carril combinado con una carga concentrada, colocadas ambas cargas, de tal manera que produzcan los máximos esfuerzos. Tanto la carga uniforme como la carga concentrada se consideran uniformemente distribuidas en un ancho de 3.05 m sobre una línea que sea normal al eje central del carril.

Para el cálculo de momentos flexionantes y esfuerzos cortantes, se usarán diferentes cargas concentradas, como lo indican las figuras anteriores. Las cargas más ligeras se usarán cuando los esfuerzos que se buscan son principalmente esfuerzos de flexión y las cargas concentradas más pesadas se usarán cuando se estudien son principalmente esfuerzos cortantes.

El objeto de tener un sistema de cargas por carriles proporciona un método más simple para determinar los momentos flexionantes y los cortantes, que el basado en el uso de las cargas por rueda de los camiones.

Puede decirse que en general, para claros grandes, la carga equivalente provoca esfuerzos mayores que los producidos por un solo camión.

2.1.3.3 Cargas para banquetas y guarniciones (3.14)

2.1.3.3.a Banquetas (3.14.1)

Los pisos, largueros y apoyos inmediatos de banquetas se proyectarán para una carga viva de 415 kg/m de área de banqueta.

2.1.3.3.b Guarniciones (3.14.2)

Las guarniciones se proyectarán para que resistan una fuerza lateral no menor de 750 kg/m de guarnición aplicada en la parte superior de la misma o a una elevación de 25 cm arriba del piso, si la guarnición rebasa la altura de 25 cm.

2.1.3.4 Impacto (3.8)

Los esfuerzos debidos por carga viva en una estructura, serán aumentados en una cantidad de acuerdo a la siguiente expresión:

$$I = 15.24/(L+38)$$

donde:

I = impacto, expresado en por ciento. Podrá alcanzar un valor máximo de 0.30 = 30%, correspondiente a un claro de $L = 12.7$ m; para claros menores se deberá usar $I = 0.30$.

L = longitud del claro del elemento en m.

Los esfuerzos producidos por impacto se determinan multiplicando los esfuerzos debidos a la carga viva por el valor que resulte del impacto. Posteriormente estos esfuerzos se sumarán a los de la carga viva para obtener los esfuerzos totales debidos al vehículo.

2.2 DISTRIBUCION DE LAS CARGAS SOBRE

LAS LOSAS DE CONCRETO

(3.24)

2.2.1 Longitud del claro

(3.24.1)

a) Para losas simplemente apoyadas la longitud del claro se tomará como la distancia centro a centro de los apoyos, sin exceder la distancia formada por el claro libre más el espesor de la losa.

b) En losas sobre vigas o muros colados monolíticamente sobre sus apoyos, el claro se tomará como la distancia centro a centro de sus apoyos.

2.2.2 Distancia de las cargas de las ruedas al borde de la losa
Para el proyecto de una losa debe considerarse que la línea por la cual pasa una carga (por rueda) dista 30 cm de la guarnición.

2.3 MOMENTOS FLEXIONANTES

(3.24.3)

Los momentos flexionantes por metro de ancho de losa debidos a carga viva, se determinarán de acuerdo con los Casos A y B:

Para todos los casos se utilizarán las siguientes literales cuyo significado es:

S = Longitud del claro

E = Ancho de la losa en el cual se considera distribuida la carga de una rueda

N = Número de carriles de circulación en el puente

W = Ancho de la calzada entre guarniciones

Q = Carga uniforme equivalente por metro lineal de línea de tránsito

P = Carga de una rueda

P_1 = Carga de una rueda de un eje aislado

P_2 = Carga de una rueda de un eje aislado gemelo (tandem)

2.3.1 Caso A. Armado principal perpendicular a la dirección del tránsito

La siguiente tabla resume las expresiones para el cálculo de los momentos flexionantes dependiendo del tipo de ejes y de la longitud del claro de la losa.

Tabla: Fórmulas para el cálculo de momentos cuando el armado principal es perpendicular a la dirección del tránsito.

| ANCHO DE DISTRIBUCION DE LAS CARGAS DE LAS RUEDAS | | FORMULAS PARA EL MOMENTO | |
|--|--------------------|--------------------------|----------------------|
| | | CLARO SIMPLE | CLARO CONTINUO |
| Para un eje aislado $0.6m \leq L \leq 2.15m$ | $E = 0.6S + 0.76$ | | $M = \pm P_1 S / 5E$ |
| Para $L > 2.15m$ | $E = 0.4S + 1.14$ | $M = P_1 S / 4E$ | $M = \pm P_1 S / 5E$ |
| Para ejes gemelos (tandem) $0.6m \leq L \leq 2.15m$ | $E = 0.36S + 0.79$ | $M = P_2 S / 4E$ | $M = \pm P_2 S / 5E$ |
| Para $L > 2.15m$ | $E = 0.06S + 1.42$ | $M = P_2 S / 4E$ | $M = \pm P_2 S / 5E$ |

NOTA: Al proyectar para cargas H-20-S16, la carga de 5443 kg de una rueda es la que rige para claros menores a 3.2m; y las cargas de 3628 kg son las que gobiernan para claros mayores o iguales a 3.2m.

Fórmulas para el cálculo de momentos flexionantes cuando el armado es paralelo al tránsito.

| ANCHO DE DISTRIBUCION | FORMULAS PARA EL MOMENTO | |
|-----------------------|-------------------------------|------------------|
| | CLAROS LIBREMENTE APOYADOS | CLAROS CONTINUOS |
| $E = 0.175 S + 0.976$ | $M = PS/4E$ | $M = PS/5E$ |

Las fórmulas para determinar el ancho de distribución y los momentos, condensadas en las tablas anteriores en función del peso de una sola rueda, tienden a simplificar los cálculos. Los resultados que se obtienen al aplicar estas expresiones son sensiblemente iguales a los que resultan de métodos más exactos, colocando todas las ruedas de los camiones en la posición que produce los máximos momentos.

2.4 LOSAS EN VOLADIZO

(3.24.5)

En las siguientes fórmulas, para distribución de cargas sobre losas en voladizo, la losa se proyecta para soportar la carga independientemente del apoyo que proporcione la orilla a lo largo del extremo del voladizo.

CASO A.- Refuerzo perpendicular al tránsito

$$M = P(x)/E \quad [\text{kg-m}]$$

donde:

$$E = 0.8x = 1.143$$

x = distancia en m; ancho de distribución de cada rueda en m desde la carga hasta el punto de apoyo.

M = momento por metro de ancho de losa

CASO B.- Refuerzo paralelo al tránsito

$$M = P(x)/E \quad [\text{kg-m}]$$

donde:

$$E = 0.35x = 0.97 \text{ m}$$

Estas expresiones son válidas para claros que varían de 0.6m hasta 3.66m.

2.5 VIGAS MARGINALES

(3.24.8)

Las vigas marginales se pondrán en todas las losas que tengan el refuerzo principal paralelo al tránsito. La viga podrá ser integrada a la losa con un peralte mayor que el de la losa, o una sección integrada, reforzada y formada por la losa y la guarnición.

Estas vigas se proyectarán para resistir un momento por carga viva determinado por la siguiente expresión:

$$M_{cv} = 0.10 PS$$

donde:

P = Carga por rueda en Kg (P15 ó P20)

S = Longitud del claro en m

Esta expresión es utilizada para los claros simplemente apoyados y podrá reducirse un 20% para los claros continuos.

(1) En el proyecto de pisos (losas de concreto, pisos de parrilla de acero y pisos de madera) para cargas H-20 ó H-20-S-16, se podrá usar una carga axial de 10,866 kg o dos cargas axiales de 7,257 kg cada una espaciadas 122 cm entre sí, seleccionando la que produzca el mayor esfuerzo, en vez de la carga axial de 14,515 kg que se ilustra.

(2) Para proyectar losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda quede a 30.5 cm de la cara de la guarnición.

En el lecho inferior de todas las losa se pondrá acero de refuerzo principal para realizar una distribución lateral de las cargas vivas concentradas. La cantidad de acero será un porcentaje del acero de refuerzo principal necesario para momento positivo. Dicho porcentaje se determinará con las siguientes fórmulas:

a) Para el caso del refuerzo principal paralelo al tránsito:

$$\% = 100 / (3.28 S)^{1/2}$$

b) Para el caso del refuerzo perpendicular al tránsito:

$$\% = 220 / (3.28 S)^{1/2}$$

donde: S = longitud del claro en m.

CAPITULO 3

ANALISIS Y DISEÑO DE PUENTES

CAPITULO 3

ANALISIS Y DISEÑO DE PUENTES

El proyecto detallado consiste en el análisis y diseño de la **Superestructura de un puente** formada por seis tramos de losa y tableros de concreto reforzado, sobre trabes I de concreto presforzado (tipo AASHTO) para carga móvil en tres bandas de circulación, con 2 camiones HS-20 y un T3-S2-R4 (que es lo que recomienda la S.C.T. para puentes carreteros). Uno de los extremos tendrá apoyo fijo y el otro apoyo móvil.

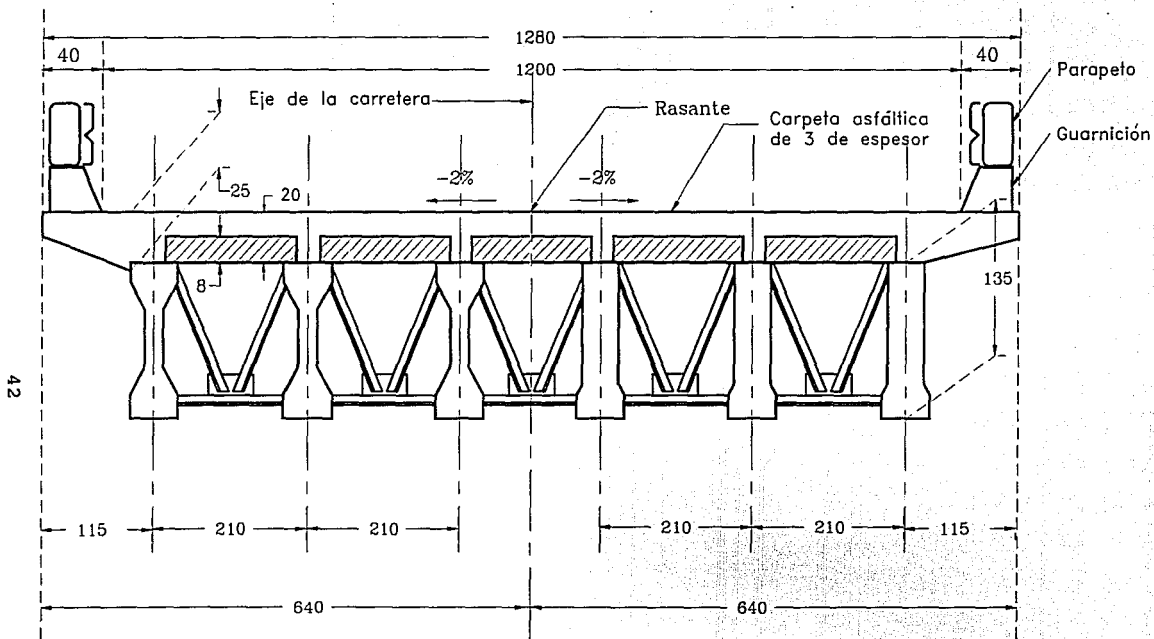
El parapeto y la guarnición son los que aparecen en el Manual de Proyectos Tipo de Elementos de Concreto Reforzado de la S.C.T.

3.1 DATOS DE PROYECTO

| | | |
|--------|---|----------------------|
| 3.1.1 | Claro entre apoyos | 28.00 m |
| 3.1.2 | Longitud total | 28.80 m |
| 3.1.3 | Ancho de calzada | 12.00 m |
| 3.1.4 | Ancho de guarnición | 0.40 m |
| 3.1.5 | Ancho total | 12.80 m |
| 3.1.6 | Pendiente transversal | -2 % |
| 3.1.7 | Número de trabes presforzadas por tramo | 6 |
| 3.1.8 | Número de diafragmas por tramo | 2 |
| 3.1.9 | Separación entre diafragmas | 9.60 m |
| 3.1.10 | Carga móvil | 2 x HS-20 + T3-S2-R4 |

| | | |
|--------|---|---|
| 3.1.11 | Acero de presfuerzo, calidad | 190/160 |
| 3.1.12 | Acero de refuerzo ordinario LE > | 4000 Kg/cm ² |
| 3.1.13 | Resistencia del concreto en trabes presforzadas al aplicar el presfuerzo A los 28 días | f'ci = 280 Kg/cm ² f'c = 350 Kg/cm ² |
| 3.1.14 | Resistencia del concreto en losa reforzada y tabletas a los 28 días | f'c = 250 Kg/cm ² |
| 3.1.15 | Número de carriles | 3 |
| 3.1.16 | Carpeta asfáltica | 0.03 m |
| 3.1.17 | Guarnición tipo | T-33.1.1 |
| 3.1.18 | Parapeto tipo | T-34.1.1 |

3.2 DIMENSIONES PROPUESTAS

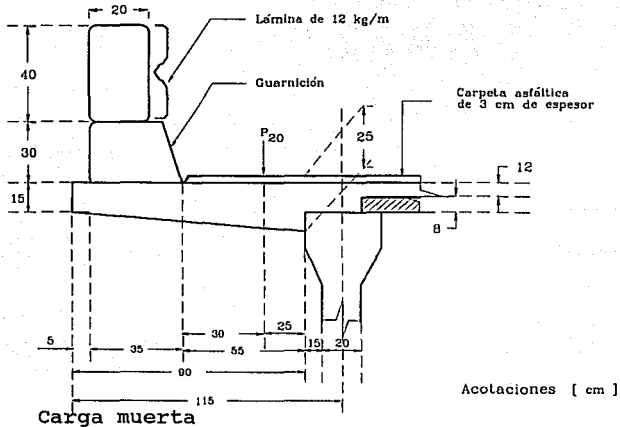


MEDIA SECCION TRANSVERSAL
EN EL CENTRO DEL CLARO

MEDIA SECCION TRANSVERSAL
EN LOS EJES DE APOYO

3.3 ANALISIS DEL VOLADIZO

3.3.1 Dimensiones propuestas



3.3.2 Carga muerta

El resumen de cálculo de pesos, brazos de palanca y momentos se proporciona en la siguiente tabla:

| CONCEPTO | PESO (Ton/m) | BRAZO (m) | MOMENTO (Ton/m) |
|------------------------|-----------------|--------------|--------------------|
| Parapeto | 0.2 | 0.800 | 0.160 |
| Guarnición | 0.216 | 0.750 | 0.162 |
| Lámina | 0.012 | 0.700 | 0.008 |
| Losa | 0.432 | 0.438 | 0.189 |
| * Carpeta asfáltica | 0.121 | 0.275 | 0.033 |
| SUMA | 0.981 | | 0.552 |

* Para el cálculo del peso de la carpeta asfáltica se consideró un espesor de 0.10 m.

3.3.3. Carga viva (camión HS20)

Para considerar la carga en esta zona:

$$\text{HS20} = 14515 \text{ kg por eje}$$

$$\text{HS20} = 7258 \text{ Kg por rueda}$$

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} = \frac{15.24}{0.25 + 38.10} = 0.39 > 0.30$$

Por lo tanto:

$$I = 30\%$$

Tomando momentos con respecto al empotramiento.

$$E = 0.8 x + 1.143 = 0.8 (0.25) + 1.143 = 1.343 \text{ m}$$

$$M_{cv} = \frac{Px}{E} + I = \frac{7258}{1.343} * 0.25 * 1.30 = 1756 \text{ kg-m/m}$$

$$3.3.4 \text{ Momento total} = M_{cm} + M_{cv} + I = 552 + 1756 = 2308 \text{ Kg-m/m}$$

3.3.5 Revisión de peralte

$$d = (M/Kb)^{1/2}$$

$$d = (2308/14.8)^{1/2} = 12.48 \text{ cm}$$

aunque d es menor que el propuesto, se tomará el espesor de la losa de 20 cm por especificaciones de la AASHTO.

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

3.3.6 Revisión del esfuerzo permisible del acero de refuerzo.

$$f_{sp} = 1343(1+D/L) = 1343(1+552/1756) = 1765.17 \text{ kg/cm}^2$$

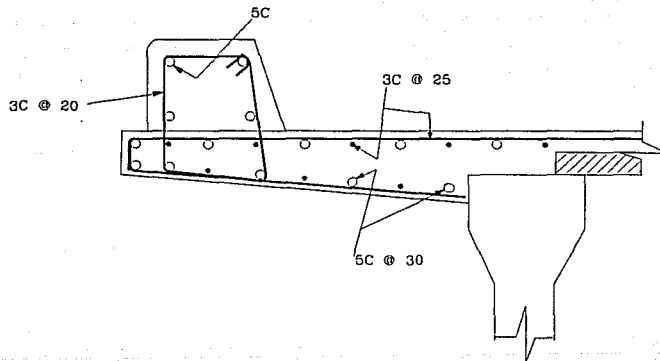
$$f_{sp} = 1765.17 \text{ Kg/cm}^2 < f_s = 0.45 (4000) = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

3.3.7 Acero de refuerzo

$$A_s = 161612 / (1765 * 0.89 * 16) = 6.43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Con vars } 5C; a_s = 1.98 \text{ cm}^2/\text{var}$$

$$\text{Sep} = 198 / 6.43 = 30.8 \text{ cm}; @ 30 \text{ cm}$$



3.4 ANALISIS DE TABLEROS REFORZADOS PREFABRICADOS

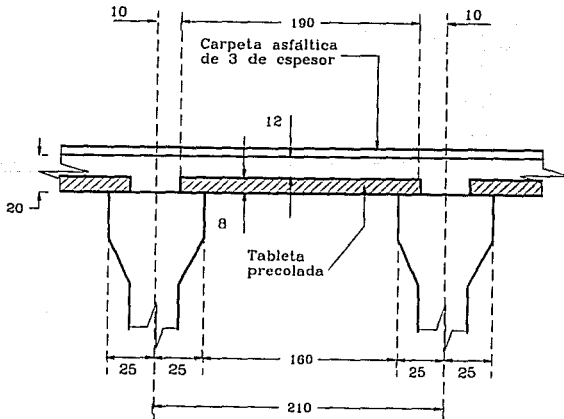
3.4.1 Dimensiones propuestas

Como cimbra de la losa se pondrán tabletas precoladas de concreto reforzado de 8 cm de espesor.

El funcionamiento estructural de las tabletas será el siguiente:

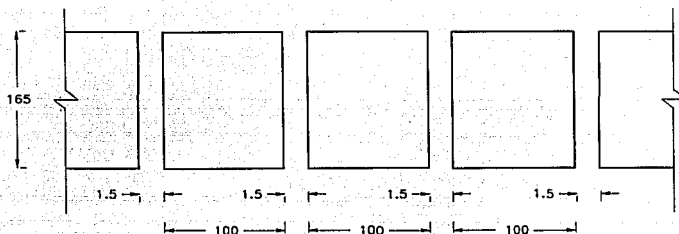
Primera etapa.- Soportarán su propio y el peso del concreto del colado de la losa.

Segunda etapa.- Trabajarán en conjunto con dicho concreto para resistir el peso del asfalto y la carga móvil.



Acolaciones [cm]

Las dimensiones de la tableta son de 100 x 190 cm, la holgura entre tabletas a lo largo del puente es de 1.5 cm.



Acolaciones [cm]

3.4.2 Análisis por cargas muertas

Sección simple:

Peso propio de la tableta + peso del concreto de la losa
ancho = 101.5 cm (incluyendo holgura)

Peso propio de la tableta = w_1

$$w_1 = 0.08 \times 1.015 \times 2.4 = 0.195 \text{ ton/m}$$

Peso propio de la losa = w_2

$$w_2 = 0.12 \times 1.015 \times 2.4 = 0.292 \text{ ton/m}$$

$$w_T = 0.195 + 0.292 = \underline{0.487 \text{ ton/m}}$$

Claro:

$$L = 1.60 + h = 1.60 + 0.08 = 1.68 \text{ m}$$

Momento y cortante por carga muerta:

$$M_{cm} = w l^2 / 8 = 0.487 (1.68)^2 / 8 = 0.172 \text{ ton-m}$$

$$V_{cm} = w l / 2 = 0.487 (1.68) / 2 = 0.409 \text{ ton}$$

Diseño por flexión:

$$\text{Suponiendo } f_s = 1395 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Además } f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$E_s = 2.1 \times 10^5$$

$$E_c = 14894 (f'c)^{1/2} = 235495 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{235495} = 8.9 \approx 9$$

$$k = \frac{1}{\frac{f_s}{n f_c} + 1} = \frac{1}{\frac{1395}{9(100)} + 1} = 0.39$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.39/3 = 0.87$$

$$R = f_c k j / 2 = 100 * 0.39 * 0.87 / 2 = 16.97$$

$$d = (M/Rb)^{1/2} = (12400/16.97*100)^{1/2} = 2.7 < 4 \text{ cm}$$

$$A_s = M/f_s j d = 12400/1395*0.87*4 = 2.554 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

(# 3 @ 28 cm)

Diseño por cortante:

$$V_{CR} = 0.25 (f'c)^{1/2} = 0.25 (250)^{1/2} = 3.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = V_{CR}/bd = 348/100*4 = 0.87 \text{ kg/cm}^2 \ll 3.95 \text{ kg/cm}^2$$

De la sección compuesta:

Asfalto + CV + I

peso del asfalto = $0.10 \times 1.015 \times 2.2 = 0.223$ ton/m

$$M_{\text{asf}} = wl^2/8 = 0.223(1.43)^2/8 = 0.057 \text{ ton-m}$$

3.4.3 Análisis de cargas vivas

Momento flexionante por CV + I para camión HS20 (según AASHTO)

HS20 = 14515 Kg (por eje)

HS20 = 7258 Kg (por rueda)

$$M_{\text{CV}} = (0.1025 S + 0.0625)P_{\text{HS20}}$$

S = claro libre = 1.60 m

P_{HS20} = carga sobre una rueda trasera de camión = 7258 kg

En losas sobre tres o más apoyos se aplica un factor de reducción de 0.8

Impacto = 30%

$$M_{\text{CV+I}} = 0.8 \times 1.30(0.1025 \times 1.60 + 0.0625)7.258 = 1.710 \text{ ton-m/m}$$

$$M_{\text{TOT}} = M_{\text{asf}} + M_{\text{CV+I}} = 0.057 + 1.710 = 1.767 \text{ ton-m}$$

Diseño por flexión:

Suponiendo $f_s = 1395 \text{ kg/cm}^2$

$$d = (176669/16.97*100)^{1/2} = 10.2 < 16 \text{ cm}$$

$$A_s = 176669/(1395*0.87*16) = 9.894 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Area de acero total por metro.

$$A_{sT} = 2.554 + 9.894 = 12.448 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Separación utilizando varillas #4C

$$S = 127/12.448 = 10.2 \text{ cm} ;$$

10 vars 4C/m (tableta) ó 5C @ 18 cm (losa)

Acero de distribución

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito:

$$\% = 220/(3.28*1.60)^{1/2} = 96.03 \% > 67 \%$$

Por lo tanto:

$$A_{sp} = 0.67 \times 12.448 = 8.34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Separación utilizando varillas #4C

$$S = 127/8.34 = 15.2 \text{ cm}$$

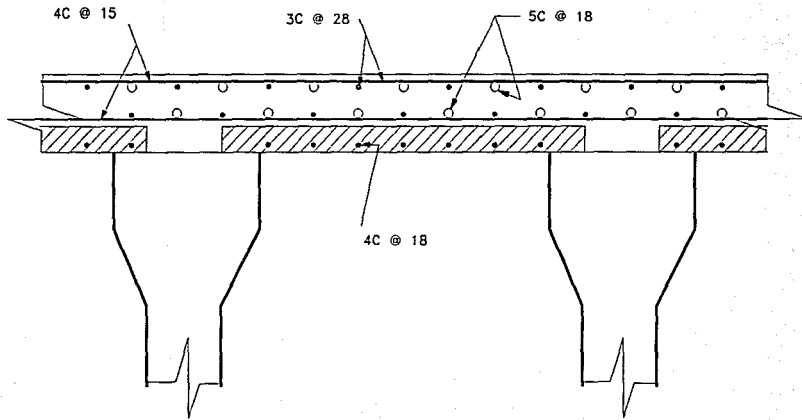
Acero por temperatura:

$$A_{sT} = 0.0025 \times 10 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando vars #3C

$$S = 71/2.5 = 28 \text{ cm}$$

ACERO DE REFUERZO



CAPITULO 4

REVISION DE TRABES PRESFORZADAS

CAPITULO 4

REVISION DE TRABES PRESFORZADAS

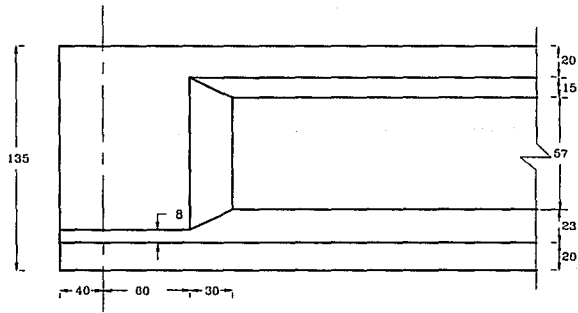
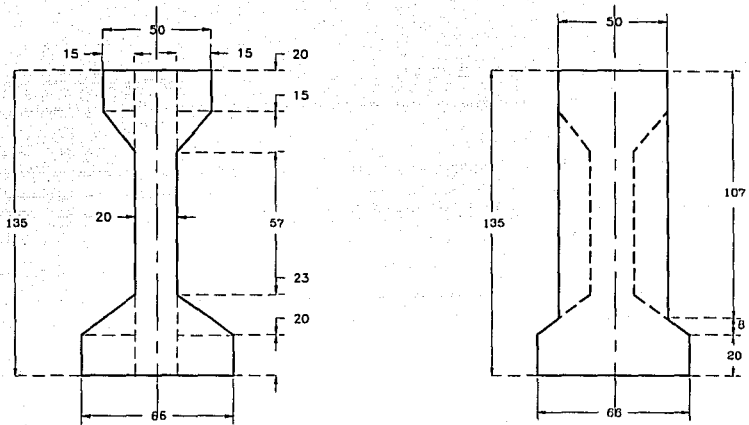
Este capítulo forma parte del Análisis y Diseño de un puente, sin embargo se analiza de manera separada para hacer notar su importancia dentro del proyecto.

Lo que se pretende resaltar es el procedimiento del análisis dentro del proyecto, es decir primero se propone una trabe estándar (en este caso una viga I tipo AASHTO), se revisa la capacidad de la trabe propuesta y se obtienen resultados, si se trata de la trabe adecuada se continúa, si no es así, se propone una trabe con distintas dimensiones o bien se ajustan parámetros que involucran al presfuerzo y a la manera de aplicarlo.

El procedimiento teórico es ligeramente distinto, en general se dimensiona y luego se revisa, pero en la práctica es muy común y adecuado revisar primero y dimensionar después.

En general se hacen distintas consideraciones que varían en cada proyecto, por lo que únicamente se mencionarán algunas de las más importantes dentro de las conclusiones.

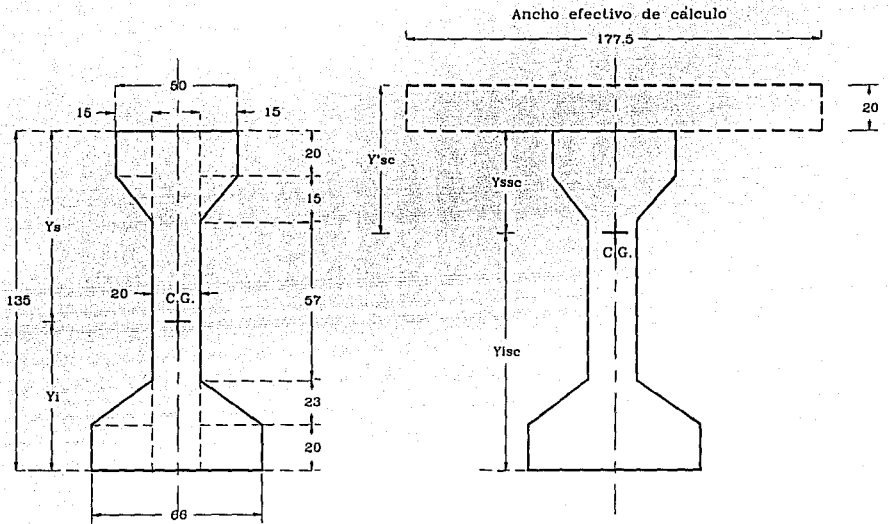
4.1 Dimensiones propuestas



Vista Longitudinal

Acotaciones [cm]

4.2 Propiedades geométricas de las secciones



Acolaciones [cm]

TRABE SOLA

$$A = 4974 \text{ cm}^2$$

$$Y_s = 73.5 \text{ cm}$$

$$Y_i = 61.5 \text{ cm}$$

$$I_x = 10'253750 \text{ cm}^4$$

$$S_s = 139500 \text{ cm}^3$$

$$S_i = 166730 \text{ cm}^3$$

SECCION COMPUESTA

$$A = 8524 \text{ cm}^2$$

$$Y's = 78.7 \text{ cm}$$

$$Y_s = 58.7 \text{ cm}$$

$$Y_i = 96.3 \text{ cm}$$

$$I_x = 24'815296 \text{ cm}^4$$

$$S's = 315315 \text{ cm}^3$$

$$S_s = 422748 \text{ cm}^3$$

$$S_i = 257687 \text{ cm}^3$$

4.2.1 Sección compuesta: vigas interiores y losa trabajando en conjunto

Vigas interiores (Debido a que se presentan mayores esfuerzos por cargas)

Ancho del patín según AASHTO

$$12 t + b1 = 12 \times 20 + 66 = 306$$

$$c.a.c. = 210 \text{ Rige}$$

$$L/4 = 28/4 = 7$$

Areas equivalentes por la diferencia de calidad de concreto entre losa y vigas. (Para homogeneizar la sección)

$$EC_{250} = 14000 (250)^{1/2} = 221400$$

$$EC_{350} = 14000 (350)^{1/2} = 261900$$

$$b_{efec} = 210 n ; \text{ donde } n = EC_{250}/EC_{350} = 221400/261900 = 177.5$$

$$b_{efec} = 177.5 \text{ cm}$$

| ELEMENTO | AREA cm ² | y cm | Ay | d cm | d ² cm ² | Ad ² | I cm ⁴ |
|------------|-------------------------|---------|--------|---------|-----------------------------------|-----------------|----------------------|
| Sec.Simple | 4974 | 61.5 | 305901 | 34.8 | 1211 | 6'023713 | 10'253750 |
| Losa | 3550 | 145 | 514750 | 48.7 | 2372 | 8'419500 | 118333 |
| Σ | 8524 | | 820651 | | | 14'443213 | 10'372083 |

$$Y_{isc} = \Sigma Ay / \Sigma A = 820651 / 8524 = 96.3 \text{ cm}$$

$$Y_{Bsc} = 155 - 96.3 = 58.7 \text{ cm}$$

$$I_{sc} = \Sigma Ad^2 + \Sigma I = 14'443213 + 10'372083 = 24'815296 \text{ cm}^4$$

$$S_s = I / Y_B = 24'815296 / 58.7 = 422748 \text{ cm}^3$$

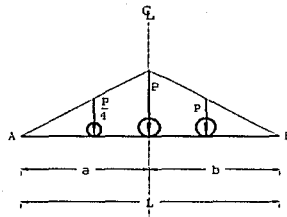
$$S_i = 24'815296 / 96.3 = 257687 \text{ cm}^3$$

4.3 ANALISIS DE CARGAS VIVAS

El análisis de cargas vivas se hará a partir del concepto de líneas de influencia, que para encontrar los momentos y cortantes máximos se debe acomodar el camión en distintas posiciones del claro, (se calcula para un caso con un camión HS20, y en otro un T3-S2-R4).

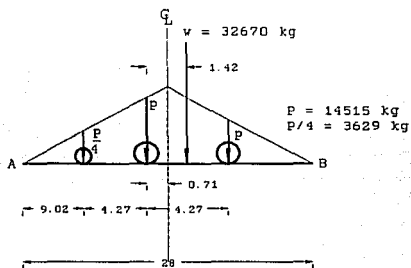
Para una longitud $L = 28 \text{ m}$ y un camión HS20:

Para el cálculo del momento flexionante se hace la consideración que uno de los ejes más pesados del camión se encuentra en el centro del claro como se muestra en la siguiente figura:



$$M_{CL} = Pab/L$$

Sin embargo, este momento no es el máximo que podemos obtener a lo largo de la trabe por lo que después de varios cálculos se ha llegado a determinar que el momento máximo absoluto no se presenta sobre uno de los ejes más pesados, sino cuando éste eje y la resultante del camión se encuentran equidistantes del centro del claro, lo que se puede apreciar en la siguiente figura:



En donde para obtener el momento máximo se tendran que hacer los siguientes cálculos:

- Calcular la reacción en el apoyo A tomando en cuenta esta posición del camión (efectuando una $\Sigma M=0$ en el apoyo B).
- Obtener la distancia a la cual se encuentra la resultante.
- Finalmente obtener el valor del momento máximo absoluto, haciendo una $\Sigma M=0$ en el eje que equidista del centro del claro a la resultante.

Estos cálculos se han sistematizado tanto que resulta muy práctico elaborar tablas para distintos claros, obteniéndose los momentos máximos y al centro del claro, cortantes en el apoyo y en el centro, por lo que para un claro de 28 m con las condiciones anteriormente descritas se llegó al siguiente resumen:

| CAMION | Mo (centro) ton-m | V (apoyo) ton | V (centro) ton |
|----------|----------------------|------------------|-------------------|
| T3-S2-R4 | 342.6 | 52.4 | 16.0 |
| HS-20 | 190.5 | 29.3 | 13.0 |

4.3.1 Carga viva más impacto

$$I = 15.24 / (28+38) = 0.231$$

| CAMION | M_{cv+I} ton-m | $V_{apoyocv+I}$ ton | V_{CLcv+I} ton |
|----------|---------------------|------------------------|---------------------|
| T3-S2-R4 | 421.74 | 64.50 | 19.70 |
| HS-20 | 234.51 | 36.07 | 16.00 |

$$M_{cv+I} = (M \cdot T3-S2-R4 + 2M \cdot HS-20) \cdot 0.9$$

$$= [421.74 + 2(234.51)] \cdot 0.9$$

$$M_{cv+I} = 801.68 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Este valor se debe multiplicar por un factor de concentración que se calculará posteriormente.

4.4 ANALISIS DE CARGAS MUERTAS

4.4.1 Carga muerta primera etapa:

Peso propio viga: 1.194 ton/m

Peso losa: 1.008 "

$\Sigma = W_{cm} = 2.202 \text{ ton/m}$

$$M_{cm1} = 2.202 * 28^2 / 8 = 215.80 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{diaf} = 0.642 * 28 / 3 = 5.99 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\Sigma = 221.79 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

4.4.2 Carga muerta segunda etapa:

Parapeto = 0.021 ton/m

Guarnición = 0.231 "

Lámina = 0.012 "

Carpeta asfáltica = 0.324 "

$$\Sigma = 0.588 \text{ ton/m}$$

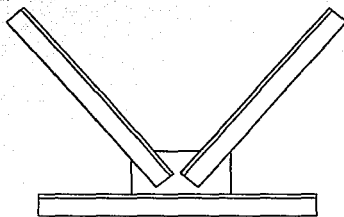
Se divide entre tres para obtener la carga por trabe:

$$0.588 / 3 = 0.196 \text{ ton/m/trabe}$$

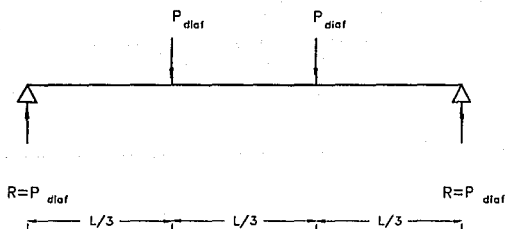
$$M_{cm2} = 0.196 * 28^2 / 8 = 19.21 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Nota: Los diafragmas se consideraron formados por dos ángulos de 4" x 3/8" con un peso de $2 \times 14.58 = 29.16 \text{ kg/m}$

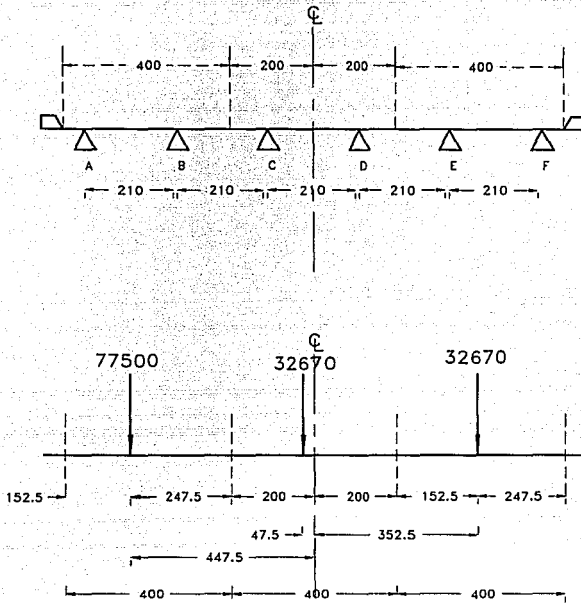
Diafragmas:



2 L 4 x 3/8
2 x 14,58 = 29,16 kg/m



$$M = \frac{RL}{3}$$



Acolaciones [cm]

Factor de concentración:

$$I = 2[1.15^2 + 3.25^2 + 5.35^2 + 6.4^2] = 160.82$$

$$M_{CL} = 77500 \times 4.475 + 32670 \times 0.475 - 32670 \times 3.525 = 247169$$

$$M_{CL} = 247169 \text{ kg-m}$$

$$R = 142840 \text{ kg}$$

$$e = 247169/142840 = 1.73 \text{ m}$$

$$f_A = 142840/6 + 142840 \times 1.73/160.82 = 25343.25$$

$$F.C. = 25343.25/142840 = 0.177/\text{trabe}$$

4.5 ESFUERZOS DEBIDOS A CARGAS

4.5.1 Peso propio (sección simple, trabaja como I)

$$W_{PoPo} = 1.194 \text{ ton/m}$$

$$M_{PoPo} = 1.194 * 28^2 / 8 = 117.01 \text{ ton-m}$$

$$fs = 117.01(0.735/0.1025375) = 838.74 \text{ ton/m}^2 = 83.87 \text{ kg/cm}^2$$

(tensión)

$$fi = 117.01(0.615/0.1025375) = -701.8 \text{ ton/m}^2 = -70.18 \text{ kg/cm}^2$$

(compresión)

4.5.2 Peso de losa y diafragma (sección simple, trabaja como I)

$$W_{loza} = 1.008 \text{ ton/m}$$

$$M_{loza} = 1.008 * 28^2 / 8 = 98.78 \text{ ton-m}$$

$$W_{diaf} = 0.642 \text{ ton/diaf}$$

$$M_{diaf} = 0.642 * 28 / 3 = 5.99 \text{ ton-m}$$

$$M_{loza+diaf} = 98.78 + 5.99 = 104.77 \text{ ton-m}$$

$$fs = 104.77(0.735/0.1025375) = 751.00 \text{ ton/m}^2 = 75.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$fi = 104.77(0.615/0.1025375) = -628.39 \text{ ton/m}^2 = -62.84 \text{ kg/cm}^2$$

4.5.3 Peso por carga adicional (parapeto, guarnición, lámina y asfalto; sección compuesta, trabaja como T)

$$W_{adic} = 0.196 \text{ ton/m}$$

$$M_{adic} = 0.196 * 28^2 / 8 = 19.21 \text{ ton-m}$$

$$fs = 19.21(0.787/0.24815296) = 60.92 \text{ ton/m}^2 = 6.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$fi = 19.21(0.963/0.24815296) = -74.55 \text{ ton/m}^2 = -7.46 \text{ kg/cm}^2$$

4.5.4 Peso por carga viva más impacto (sección compuesta, trabaja como T)

$$M_{CV+I} = 801.68 \text{ ton-m}$$

Se multiplica por el factor de carga obtenido anteriormente, para tener el valor por trabe:

$$M_{CV+I}/\text{trabe} = 0.177*801.68 = 141.90 \text{ ton-m}$$

$$f_s = 141.9(0.787/0.24815296) = 450.02 \text{ ton/m}^2 = 45.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 141.9(0.963/0.24815296) = -550.65 \text{ ton/m}^2 = -55.07 \text{ kg/cm}^2$$

4.6 PRESFUERZO

4.6.1 Para tener una primera proposición del número de torones, aplicaremos la siguiente ecuación para presfuerzo:

$$P = (M_T/S_i - 15)/(1/A + e/S_i)$$

$$P = (38289000/139500-15)/(1/4974+54.5/139500) = 438501.82 \text{ kg}$$

$$M_T = 382.89 \text{ ton-m} = 38'289000 \text{ kg-cm}$$

$$y \quad n = P/F$$

considerando torones de 1/2" con $a_{sp} = 0.987 \text{ cm}^2$ y un

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

el esfuerzo en el anclaje es:

$$f_o = 0.7 f_{sr} = 0.7*19000 = 13300 \text{ kg/cm}^2$$

considerando pérdidas del 33%, tenemos:

$$f = Kf_o = 0.67(13300) = 8911 \text{ kg/cm}^2$$

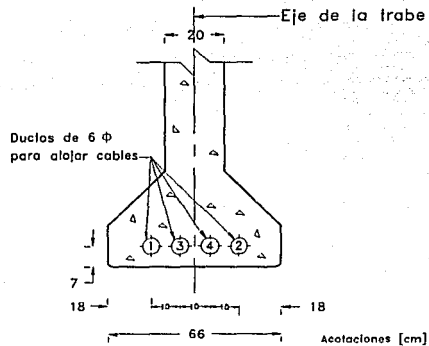
$$F_o = f_o a_{sp} = 13300*0.987 = 13127.1 \text{ kg}$$

$$F = f a_{sp} = 8911*0.987 = 8795.16 \text{ kg}$$

sustituyendo valores para encontrar n:

$$n = 438501.82/8795.16 = 49.86 \text{ torones};$$

podemos considerar el número par más cercano ya sea 50 ó 48, en este caso tomaremos 48 torones para emplear 4 cables de presfuerzo formados por 12 torones de 1/2".



ORDEN DE TENSADO

- 1ª ETAPA
- Cable núm. 2
- Cable núm. 3
- 2ª ETAPA
- Cable núm. 1
- Cable núm. 4

DETALLE DE CABLES EN EL CENTRO DEL CLARO

4.6.2 Esfuerzos debidos al presfuerzo

Area de acero de presfuerzo por cable (Stronghold) para 12 torones:

$$A_s = 11.84 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo permisible del acero de presfuerzo en operación:

$$f_{perm} = 0.53 * 19000 = 10070 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza permanente por cable:

$$p = 11.84 * 10070 = 119229 \text{ kg/cable}$$

Si se emplean 4 cables:

$$P = 4 * 119229 = 476915 \text{ kg}$$

$$\text{con } e = 61.5 - 7 = 54.5 \text{ cm}$$

$$P_e = 25'991878 \text{ kg-cm}$$

Por lo tanto, los esfuerzos debidos al presfuerzo son:

$$f_s = -P/A + P_e Y_s / I = -476915 / 4974 + 25991878 * 73.5 / 10253750 =$$

$$f_s = + 90.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ Tensión}$$

$$f_i = -P/A - P_e Y_i / I = -476915 / 4974 - 25991878 * 61.5 / 10253750 =$$

$$f_i = - 251.8 \text{ kg/cm}^2 \text{ Compresión}$$

Esfuerzos en el centro del claro por presfuerzo más cargas

| CARGA | f_a (kg/cm ²) | | f_b (kg/cm ²) | | f_c (kg/cm ²) | |
|--------------------|-----------------------------|--------|-----------------------------|---------|-----------------------------|--------|
| | PARCIAL | ACUM | PARCIAL | ACUM | PARCIAL | ACUM |
| PoPo | +83.87 | +83.87 | -70.18 | -70.18 | --- | --- |
| Presfuerzo | -251.80 | -167.9 | +90.4 | +20.22 | --- | --- |
| Losa y Diafragmas | +75.10 | -92.83 | -62.84 | -42.62 | --- | --- |
| Cargas adicionales | +6.09 | -86.74 | -7.46 | -50.08 | -6.09 | -6.09 |
| CV + I | +45.00 | -41.74 | -55.07 | -105.15 | -45.00 | -51.09 |

Compresión $< 0.4f'c = 140$ Compresión $< 0.4f'c = 100$

Para la tabla anterior, se obtuvieron los siguientes valores:

$M_{adic} = 1'921000$; $fc = 1921000/315315 = -6.09$ kg/cm² Compresión

$M_{CV+I} = 14'190000$; $FC = 14190000/315315 = -45.00$ kg/cm² Compresión

Concreto en:

trabes $f'c = 350$ kg/cm²; compresión: $105.15 < 0.4f'c = 140$

losa $f'c = 250$ kg/cm²; compresión: $51.09 < 0.4f'c = 100$

4.6.3 Pérdidas por presfuerzo

Las pérdidas totales serán:

$$\Delta fs = SH + ES + CRC + CRS$$

donde:

SH = Pérdidas por contracción de fraguado, para humedad ambiente:

$$SH = 1195.1 - 10.5RH$$

RH = humedad relativa = 44.3 % en el D.F.

$$SH = 1195.1 - 10.5 \cdot 44.3 = 730.0 \text{ kg/cm}^2$$

ES = Pérdidas por acortamiento elástico = $7 f_{cr}$, en donde f_{cr} es el esfuerzo promedio en el concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido al peso propio y al presfuerzo, considerando una pérdida inicial de 10% al cortar torones.

$$ES = 0.5(Esfcir/Eci)$$

$$Es = 2.03 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ para alambres}$$

$$Eci = 10000(f'ci)^{1/2} \text{ para } f'ci = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$Eci = 173205 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{PoPo} = 117.01 \text{ ton-m}$$

$$f_s = -70.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = +83.87 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de 4 cables después de la transferencia descontando pérdidas por fricción y acortamiento = 20%

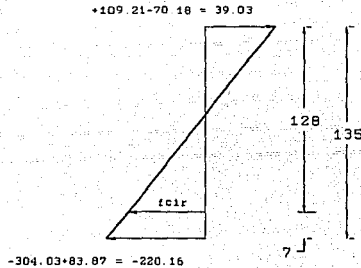
$$f_a = 0.8 \cdot 19000 = 15200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 0.8 \cdot 15200 \cdot 4 \cdot 11.84 = 575897.6 \text{ kg}$$

$$f_s = -575898/4974 + 575898 \cdot 54.5/139500 = +109.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -575898/4974 - 575898 \cdot 54.5/166730 = -304.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$+109.21 - 70.18 = 39.03$$



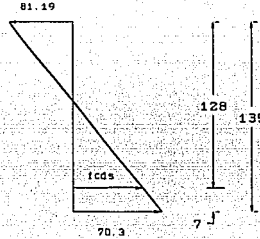
$$-304.03 + 83.87 = -220.16$$

$$f_{cir} = -(220.16 + 39.03) \cdot 128/135 + 39.03 = -206.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES = 0.5 \cdot (2.03 \times 10^6 / 173205) \cdot 206.72 = -1211.40 \text{ kg/cm}^2$$

CRC = Pérdidas por flujo plástico = $12 f_{cr} - 7 f_{cfs}$, en donde f_{cfs} 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.

$$CRC = 12f_{cr} - 7f_{cfs}$$



$$f_{cfs} = (81.19 + 70.3)128/135 - 81.19 = 62.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$CRC = 12 \cdot 206.72 - 7 \cdot 62.44 = 2043.53 \text{ kg/cm}^2$$

CRS = Pérdidas por relajación del acero de presfuerzo

$$CRS = 1400 - 0.4ES - 0.2(SH + CRC) =$$

$$CRS = 1400 - 0.4(1211.4) - 0.2(730 + 2043.5) =$$

$$CRS = 360.74 \text{ kg/cm}^2$$

4.6.4 Resumen de pérdidas

Contracción SH = 730

Acortamiento ES = 1211

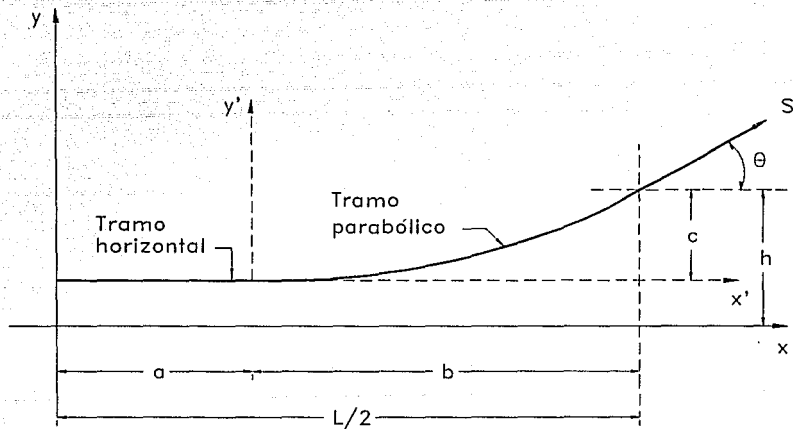
Escurecimiento CRC = 2044

Relajación CRS = 361

$$\text{Total} = \underline{4346 \text{ kg/cm}^2}$$

4.7 Trayectoria de los cables

Para la obtención de las coordenadas de los cables se tomará el centro del claro como eje "y" y al lecho inferior de la trabe como eje "x".



COORDENADAS DE LOS CABLES

| CABLE | | A B S C I S A S (X) | | | | | | | | | θ | LONG |
|---------------------|----------------------------------|-----------------------|-----|-----|------|------|------|------|------|------|--------|------|
| | | 0 | 200 | 400 | 600 | 800 | 1000 | 1200 | 1450 | 1628 | GRADOS | TOT. |
| 1IZQ = 4DER | O R D E N A D A S (Y) | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7.4 | 10.1 | 20.1 | 30 | 3.6155 | 3086 |
| 2IZQ = 3DER | | 7 | 7 | 7 | 7 | 7.7 | 13.6 | 25.3 | 48.2 | 70 | 7.7321 | 3265 |
| 3IZQ = 2DER | | 7 | 7 | 7 | 7.8 | 14.3 | 27.2 | 46.7 | 80.1 | 110 | 10.349 | 3265 |
| 4IZQ = 1DER | | 7 | 7 | 7.9 | 14.7 | 28.4 | 48.9 | 76.2 | 120 | --- | 11.118 | 3086 |
| R E S U L T A N T E | | 7 | 7 | 7.2 | 9.1 | 14.4 | 24.3 | 39.8 | 67.1 | 70 | --- | --- |

C A R A C T E R I S T I C A S D E L P R E S F U E R Z O

Esfuerzo de ruptura del acero: ----- LR = 19000 kg/cm²

Número y diámetro de los torones de los cables:

Cable núm. 1: 12 torones de 1/2"φ AT = 11.84 cm²

Cable núm. 2: 12 torones de 1/2"φ AT = 11.84 cm²

Cable núm. 3: 12 torones de 1/2"φ AT = 11.84 cm²

Cable núm. 4: 12 torones de 1/2"φ AT = 11.84 cm²

Tensión media en operación, en los cables al centro del claro: ----- 8908 kg/cm²

Coefficiente de fricción con el ducto, por desarrollo lineal: ----- K = 0.005/m

Coefficiente de fricción con el ducto, por curvatura: ----- M = 0.25/Rad

Deslizamiento supuesto en los anclajes al anclar: ----- ξ = 4 mm

Presfuerzo total en operación, por trabe, al centro del claro: ----- 421.86 ton

Forma de tensado: Tensor por un extremo estando autoanclado el opuesto

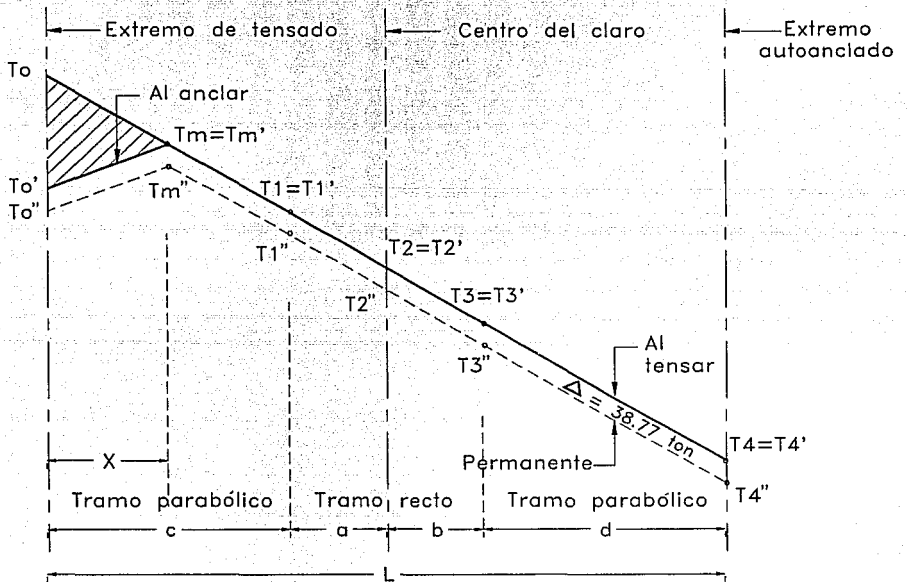
Concreto: ----- f'c = 350 kg/cm²

Aplicación del presfuerzo cuando: ----- f'ci = 300 kg/cm²

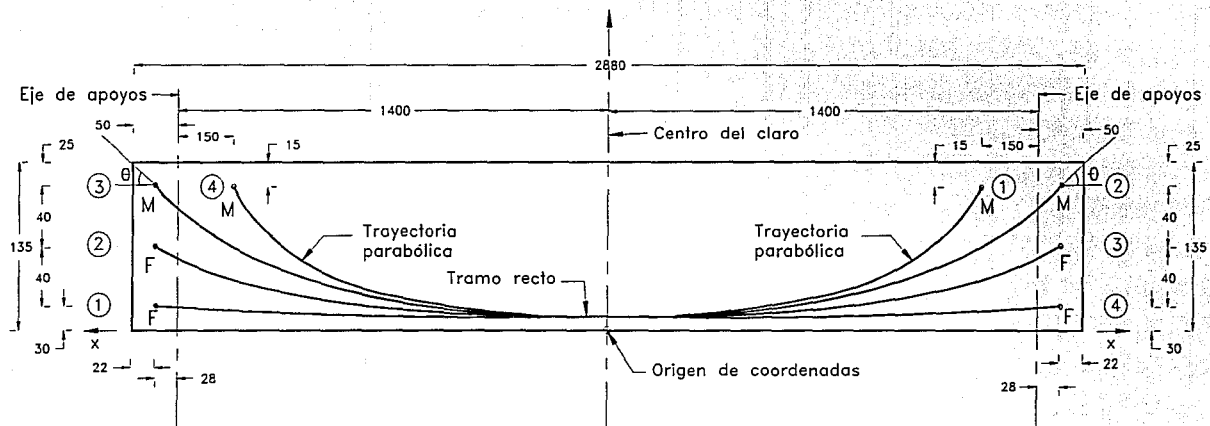
El presfuerzo total de una trabe se hará en dos etapas:

1^a Etapa: Cables núm. 2 y 3 (de taller)

2^a Etapa: Cables núm. 1 y 4 (de campo)



CABLES NUMEROS 1,2,3 Y 4
 DIAGRAMA DE TENSADO



CROQUIS DE LA TRAYECTORIA DE LOS CABLES

Acofaciones [cm]

Después de aplicado el primer presfuerzo en el taller se podrá maniobrar la trabe hasta colocarla preferentemente en su posición definitiva, se troquelará con las restantes del tramo, aplicando el segundo presfuerzo antes del colado de la losa de piso. Si no es posible aplicar el segundo presfuerzo en las condiciones descritas, se hará éste en la posición más cercana posible de la trabe respecto a la definitiva, con objeto de reducir al máximo el riesgo de falla por pandeo inelástico en la última maniobra de la misma.

Es indispensable que la inyección de la lechada en un ducto, se haga inmediatamente, después del tensado y anclado del cable correspondiente. La geometría de los extremos de las trabes permite el uso de anclaje "Stronghold" o "Freyssinet".

Adoptaremos el anclaje tipo "Stronghold" para este proyecto.

DATOS DE TENSADO DE LOS CABLES

| CARACTERÍSTICAS | UNIDAD | C A B L E S | | | |
|-----------------|--------|-------------|--------|--------|--------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 |
| X | cm | 821 | 827 | 827 | 821 |
| To | ton | 163.06 | 164.13 | 164.14 | 163.07 |
| To' | | 139.64 | 140.88 | 140.88 | 139.65 |
| To'' | | 100.87 | 102.11 | 102.11 | 100.88 |
| Tm = Tm'' | | 151.35 | 152.51 | 152.52 | 151.36 |
| Tm'' | | 112.58 | 113.74 | 113.75 | 112.59 |
| T1 = T1' | | 146.66 | 148.28 | 148.29 | 146.67 |
| T1'' | | 107.89 | 109.51 | 109.52 | 107.90 |
| T2 = T2' | | 144.23 | 144.23 | 144.24 | 144.24 |
| T2'' | | 105.46 | 105.46 | 105.47 | 105.47 |
| T3 = T3' | | 137.06 | 138.58 | 138.59 | 137.06 |
| T3'' | | 98.29 | 99.81 | 99.82 | 98.29 |
| T4 = T4' | | 128.77 | 125.94 | 125.95 | 128.77 |
| T4'' | | 90.00 | 87.17 | 87.18 | 90.00 |
| a | | cm | 300 | 500 | 500 |
| b | 900 | | 700 | 700 | 900 |
| c | 1150 | | 1128 | 1128 | 1150 |
| d | 728 | | 928 | 928 | 728 |
| L | 3078 | | 3256 | 3256 | 3078 |

4.8 Revisión por momento último en el centro del claro (según AASHTO)

Factores de carga:

$$\text{Por Carga Muerta} = 1.3/0.95 = 1.368$$

$$\text{Por Carga Viva} = 1.3*1.67/0.95 = 2.285$$

$$M_{CM} = 222.38 \text{ ton-m}$$

$$M_{CV+I} = 141.9 \text{ ton-m}$$

$$M_U = 1.368*222.38 + 2.285*141.9 = 629.1 \text{ ton-m}$$

$$A_s^* = \text{Area de acero del presfuerzo} = 4*11.84 = 47.7 \text{ cm}^2$$

$$d = h_T - y = 135 + 20 - 7 = 148 \text{ cm}$$

$$b_{\text{efectivo}} = 177.5 \text{ cm}; \quad t = 20 \text{ cm}$$

$$b' = 50 \text{ cm}$$

$$p^* = A_s^*/bd = 47.7/177.5*148 = 0.0018$$

miembros con adherencia: $f^*s_u = f's[1 - (0.5p^*f's/f'c)]$

f^*s_u = esfuerzo medido en el acero de presfuerzo en la carga última

$f's$ = resistencia última del acero de presfuerzo

$$f^*s_u = 16500[1 - (0.5*0.0018*16500/350)] = 16064.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$q^* = p^* f^*s_u/f'c = 0.0018*16064.4/350 = 0.0813$$

$$1.4dq^* = 1.4*148*0.0813 = 16.8 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto trabaja como sección rectangular

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

$$M_R = A_s^* f^*_{su} d(1-0.6(p^* f^*_{su}/f^*c))$$

$$M_R = 47.7 * 16064.4 * 148(1-0.6(0.0018 * 16064.4 / 350)) = 105'000,000 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = 1050 \text{ ton-m} > 629.09 \text{ ton-m}$$

4.9 Diseño por cortante último

Según AASHTO se deben revisar las secciones en el cuarto del claro y a una distancia "h" del apoyo.

a) Revisión en el cuarto del claro, componentes del presfuerzo:

$$T = 66.4 * 4 = 265.6 \text{ ton}$$

$$V = 10.42 * 2 = 20.84 \text{ ton}$$

Admitiendo que el acero de presfuerzo trabaje al esfuerzo último:

$$f^*_{su} = 16064.4 \text{ kg/cm}^2; \quad A_s = 47.7 \text{ cm}^2$$

$$T_u = f^*_{su} A_s^* = 16064.4 * 47.7 = 766271.9 \text{ kg} = 766.3 \text{ ton}$$

Puede considerarse la siguiente capacidad vertical última al presfuerzo:

$$V_{up} = 20.84 * 766.3 / 265.6 = 60.1 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto:

$$V_{CR} = 0.06 f^*c b^*j d \leq 12.6 b^*j d$$

$$b^* = 20 \text{ cm}$$

$$d = 135 - Y_{1/4L} = 135 - 14.25 = 120.8 \text{ cm}$$

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2; \quad j = 0.89$$

$$0.06f'c b'jd = 0.06*350*20*0.89*120.8 = 45155 \text{ kg}$$

$$12.6b'jd = 12.6*20*0.89*120.8 = 27093 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 27.1 \text{ ton}$$

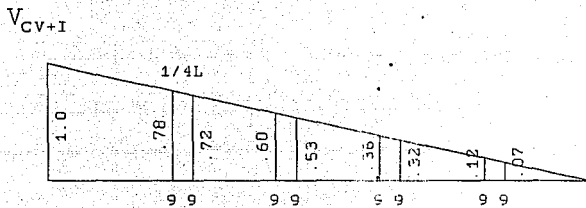
Cortante último por cargas

Factores de carga:

$$CM = 1.3/0.8 = 1.625;$$

$$V_{CM} = 1.6*12.08+1.37*12.08+0.649+2.23+0.85*12.08 = 49.0 \text{ ton}$$

$$CV+I = 1.3*1.67/0.8 = 2.714$$



$$V_{CV+I} = [9*(0.12+0.07+0.78+0.72+0.60+0.53+0.36+0.32)]*0.74*1.24 = 28.9$$

$$V_{CV+I} = 28.9 \text{ ton}$$

$$V_u = FC \cdot V_{cm} + FC \cdot V_{cv+i} = 1.625 \cdot 24.5 + 2.714 \cdot 28.9 = 118.3 \text{ ton}$$

Cortante final en la sección

$$V_f = 118.3 - 45.8 - 56.3 = 16.2 \text{ ton}$$

Acero por cortante:

$$A_v = V_f S / 2 f_{syd} = 16200 S / 2 \cdot 4000 \cdot 120.8 = 0.0162 S$$

$$A_{v_{\min}} = 7 b' S / f_{sy} = 7 \cdot 20 \cdot S / 4000 = 0.035 S$$

Colocando E # 3 (2 ramas)

$$A_s = 2 \cdot 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = 1.42 / 0.035 = 40.57 \text{ cm; se colocarán máximo @ 30 cm}$$

b) Revisión a una distancia "h" del apoyo (1.35m del apoyo);
componentes del presfuerzo:

| T (ton) | V (ton) |
|---|---------|
| Para 4 cables: 273.4 ton | 40.2 |
| $f \cdot s_u = 16064.4 \text{ kg/cm}^2$; $A_s^* = 47.7 \text{ cm}^2$ | |
| $T_u = 16.064.4 \cdot 47.7 = 766.3 \text{ ton}$ | |
| $V_{up} = 40.2 \cdot 766.2 / 273.4 = 112.6 \text{ ton}$ | |

Cortante que toma el concreto:

$$d = 135 - 58.7 = 76.3 \text{ cm}$$

$$0.06 \cdot 350.20 \cdot 0.89 \cdot 76.3 = 28.5 \text{ ton}$$

$$12.6 \cdot 20 \cdot 0.89 \cdot 76.3 = 17.1 \text{ ton}$$

$$V_{CR} = 17.1 \text{ ton}$$

Cortante último por cargas:

$$V_{CM} = 40.03 \text{ ton}$$

$$V_{CV+I} = 45.1 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.625 \cdot 40.03 + 2.714 \cdot 45.1 = 187.5 \text{ ton}$$

Cortante final en la sección:

$$V_f = 187.5 - 17.1 - 112.6 = 57.8 \text{ ton}$$

Acero por cortante

$$A_v = 57800S / 2 \cdot 4000 \cdot 76.3 = 0.0925 S$$

$$A_{v_{\min}} = 0.042 S$$

Colocando E # 3 (2 ramas)

$$A_s = 0.71 \cdot 2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = 1.42 / 0.093 = 15.35 \text{ cm}; \quad \text{se colocarán @ 20 cm}$$

4.10 Deformaciones

$$\text{Flecha por PoPo} = 5 \cdot 16 \cdot 2800^2 / 384 \cdot 10000 \cdot 24 \cdot 815296 \cdot (350)^{1/2} = 2.76 \text{ cm}$$

$$P_1 = 114.6 - 13.2 = 101.4 \text{ ton}$$

$$P_2 = 64.8 - 8.1 = 56.7 \text{ ton}$$

Flecha por presfuerzo:

$$\text{Cable 1-4} = 5 \cdot 101400 \cdot 83.1 \cdot 2800^2 / 48 \cdot 10000 \cdot 24 \cdot 815296 \cdot (350)^{1/2} = 1.48 \text{ cm}$$

$$\text{Cable 2-3} = 5 \cdot 56700 \cdot 85.9 \cdot 2800^2 / 48 \cdot 10000 \cdot 24 \cdot 815296 \cdot (350)^{1/2} = 0.86 \text{ cm}$$

Flecha resultante al postensar 4.7 cm

Flecha por CM adicional:

$$\text{Losa y diafragma, } W_{eq} = 1.2 + 1.37 + 5.2 \cdot 8 / 28^2 = 2.6 \text{ ton/m}$$

$$F = 1.44 \cdot 26 / 16 = 2.3 \text{ cm}$$

Asfalto, guarnición y parapeto, $W = 0.549 \text{ ton/m}$

$$F = 1.44 \cdot 8.5 / 16 = 0.5 \text{ cm}$$

Por carga viva:

$$W_{eq} = 8 \cdot 24020000 / 2800^2 = 32.9 \text{ kg/cm}$$

$$F = 5 \cdot 32.9 \cdot 2800^4 / 384 \cdot 10000 \cdot 53725996 \cdot (350)^{1/2} = 1.5 \text{ cm}$$

$$1.5 \text{ cm} < 2800 / 800 = 3.5 \text{ cm}$$

$$F_T = 1.46 \text{ cm}$$

4.11 Apoyos

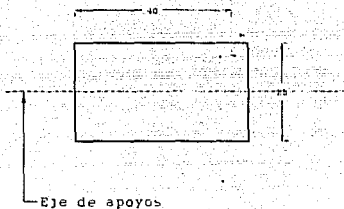
Se colocará un apoyo bajo cada trabe en cada extremo.

Reacción por apoyo:

$$CM = 47.6 \text{ ton}$$

$$CV+I = \underline{45.1 \text{ ton}}$$

$$92.7 \text{ ton}$$



Suponiendo que el concreto de la subestructura es de:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Area de apoyo requerida:

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

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$A = 92700/250*0.4 = 927.0 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ placa de } 25*0.4 = 1000 \text{ cm}^2$$

Deformaciones lineales.

Por temperatura:

$$D_t = 2800(11 \cdot 10^{-6})20^\circ = 0.53 \text{ cm}$$

Por esfuerzo:

$$34.29 + 5.55 + 24.95 = 64.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 280624 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Desf} = 64.79 \cdot 2800 / 280624 = 0.56 \text{ cm}$$

Por dilatación:

$$D = 0.53 + 0.56 = 1.09 \text{ cm}$$

Frenaje:

$$FL = L/2000(0.15 \text{ Wcv}) \quad (\text{L en pies})$$

$$L = 28 \cdot 3.28 = 91.84 \text{ pies}$$

$$\text{Wcv} = 77.5 \cdot 0.74 = 57.35 \text{ ton}$$

$$FL = 91.84 \cdot 0.15 \cdot 57.35 / 2000 = 0.39 \text{ ton}$$

Angulo de giro por CM:

$$W = 1.6 + 1.2 + 0.17 + 0.07 = 3.04 \text{ ton/m}$$

$$\text{flecha máxima} = 5 \cdot 30.4 \cdot 2800^4 / 384 \cdot 280624 \cdot 53725996 = 0.89 \text{ cm}$$

De la ecuación de la parábola:

$$0.89 = K(2800/2)^2 \text{ entonces, } K = 6.10 \times 10^{-7}$$

En el apoyo:

$$\alpha = \text{angtan} 2K(L/2) = \text{angtan} 2 \cdot 6.1 \times 10^{-7} \cdot 1400 = 0.084^\circ = 0.001973 \text{ rad}$$

Angulo de giro por CV:

$$M_{CV+I} = 240.2 \text{ ton-m}$$

$$W_{eq} = 240.2 * 8 / 28^2 = 3.29 \text{ ton/m}$$

$$\alpha_{CV} = 0.001473 * 3.29 / 3.04 = 0.001594 \text{ rad}$$

4.11.1 Apoyo fijo

Cargas permanentes:

| F | Giro | Frenaje |
|-----------|------------|----------|
| CM=47.6 | 0.0015 rad | |
| CV+I=45.1 | 0.0016 rad | 0.34 ton |

Se propone un apoyo formado por dos placas de neopreno de 25x40x1.3 y 2 de 25x40x0.3

El espesor del neopreno es:

$$T = 2 * (1.3 + 0.3) = 3.2 \text{ cm}$$

Condición para evitar el pandeo:

$$a/10 \leq T \leq a/5$$

$$25/10 < 3.2 < 25/5$$

Esfuerzo cortante por fuerza horizontal:

$$G = 8 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_H = 340 / (24 * 40) = 0.34 \text{ kg/cm}^2 < 7G = 56 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante por fuerza vertical:

$$S_v = 92700 / (25 * 40) = 92.7 \text{ kg/cm}^2 < 0.4f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Factor de forma:

$$Ff = 25 \cdot 40 / 2 \cdot 1.3 (25 + 40) = 5.92$$

$$T_v = 1.5 \cdot 92.7 / 5.92 = 23.4 \text{ kg/cm}^2 < 3G = 24 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante por giro:

$$T_G = 8/2 \cdot (25/1.3)^2 \cdot 0.0031/2 = 2.29 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante total:

$$0.34 + 23.4 + 2.29 = 26.0 \text{ kg/cm}^2 < 40 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se acepta el apoyo propuesto.

4.11.2 Apoyo móvil

Se propone un apoyo formado por tres placas de neopreno de $25 \times 40 \times 1.3$ y dos de $25 \times 40 \times 0.3$

Espesor total del apoyo: 5.7 cm

El espesor del neopreno es: 4.5 cm

Revisión por pandeo:

$$25/10 < 4.5 < 40/5$$

Esfuerzo cortante por desplazamiento horizontal:

$$\delta_{\text{máx}} = 1.5 \text{ cm} \quad \tan \alpha = 1.5/4.5 = 0.333$$

$$T_H = G \tan \alpha = 8 \cdot 0.333 = 2.67 \text{ kg/cm}^2 < 0.7G = 5.6 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante por fuerza vertical:

$$T_v = 23.4 \text{ kg/cm}^2 < 24 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante por giro:

$$T_G = 8/2 * (25/1.3)^2 * 0.0031/2 = 2.29 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante total:

$$2.67 + 23.4 + 2.29 = 28.36 \text{ kg/cm}^2 < 40 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se acepta el apoyo propuesto

4.11.3 Deformación por compresión

Apoyo fijo

$$\delta_v = 92.7 \text{ kg/cm}^2 = 0.927 \text{ kg/mm}^2 = 9.09 \text{ mPa} = \sigma_m$$

$$\Delta_{eT} = Knt^3/a^2 * (\sigma_m - 3)/G$$

donde:

n = número de placas de Neopreno = 2

Para b/a = 40/25 = 1.6 entonces $K_1 = 1.64$

$$G = 8 \text{ kg/cm}^2 = 0.7848 \text{ mPa}$$

$$\Delta_{eT} = 1.64 * 2 * (13^3/250^2) * (9.09 - 3) / 0.7848 = 0.89 \text{ mm}$$

$$e_T = 0.89 + 1 = 1.89 \text{ mm}$$

$$e_T/T = 1.89/32 = 0.059 < 0.07 \quad (7\%)$$

Apoyo móvil

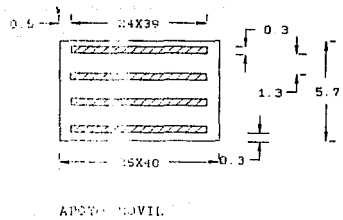
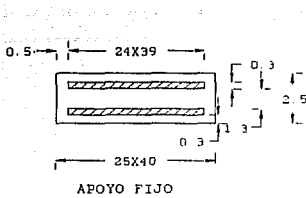
$$\delta_v = 9.09 \text{ mPa} = \sigma_m$$

$$\Delta_{eT} = 0.89 * 3/2 = 1.34 \text{ mm}$$

$$e_T = 1.34 + 1 = 2.34 \text{ mm}$$

$$e_T/T = 2.34/45 = 0.052 < 0.07 \quad (7\%)$$

Por lo tanto se aceptan los apoyos propuestos



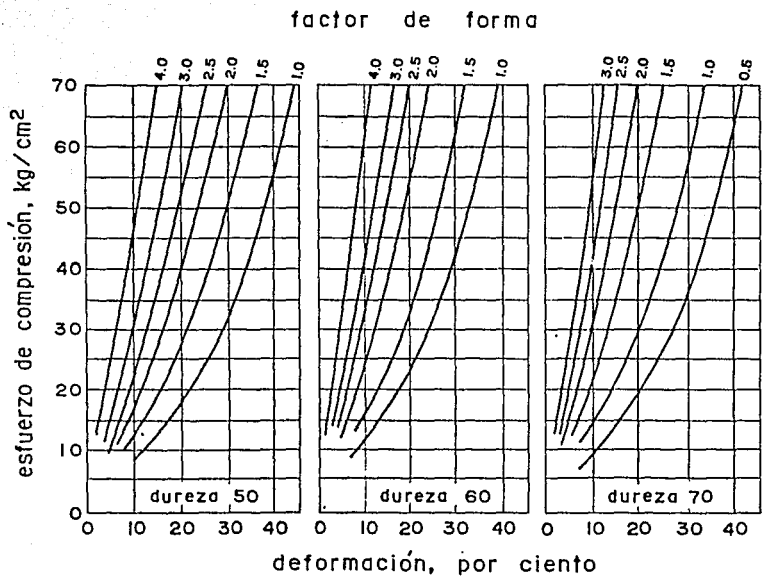


Fig. 30. Relación entre el factor de forma, el esfuerzo de compresión, la dureza y la deformación.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Cabe señalar que en este trabajo se contempló únicamente el análisis y diseño de la *superestructura* de un puente (esto es debido a que pretende ser material de apoyo para la materia de Puentes y que por lo mismo está limitado), y no de la estructura completa que aunque incluye elementos y conceptos muy importantes, no es el fin mostrarlos aquí, se comentaron algunas consideraciones hechas en el mismo para tratar de aclarar, concluir y recomendar como elaborar un proyecto de puentes con los conocimientos teóricos, apoyados en trabajos reales, de manera que se pueda visualizar la aplicación de la ingeniería.

Aunque, como ya se mencionó anteriormente, el estudio de la subestructura es tan importante como la superestructura, debemos pensar en que existen limitantes para incluir todo en un trabajo como este, y es difícil condensarlo en una materia, por lo que se recomienda consultar libros de puentes, de diseño y reglamentos vigentes para adaptar este trabajo a otras materias de análisis y diseño.

Las consideraciones que se hicieron previas y durante este ejemplo, están basadas principalmente en reglamentos de puentes existentes, tanto el RCDDF, el AASHTO, el ACI y las Normas Técnicas Complementarias al RCDDF en general, pero de alguna manera queda la inquietud de elaborar un reglamento propio y que sea completo para

el análisis y diseño de puentes, por esto es que los trabajos de este tipo se han estado creando con el fin de incorporarlos a algún manual o ayudas de diseño o bien a un reglamento y que sirvan para depurar lo que ya se tiene.

Sería conveniente también, que se hiciera alguna especie de recopilación de criterios basados en la experiencia de las personas que hayan colaborado en proyectos de este tipo, ya que es común encontrarse con limitantes de tipo constructivo para cada caso distintas y que podrían ayudar a tomar decisiones más adecuadas.

En general, la manera en que se desarrolló el presente trabajo fué la siguiente:

Es importante tener conocimiento del desarrollo de puentes en el mundo, para crear una idea del uso de algunos métodos de construcción a lo largo de la historia con el fin de evaluar su seguridad, comportamiento, funcionalidad, etc.

Además es importante darse cuenta de los errores en que se incurrió ya sea por omisiones de cargas o por no considerar algunos fenómenos naturales o cargas accidentales, para no volver a crear situaciones similares que pongan en riesgo la estructura, así como también poder usar los beneficios de algunos métodos utilizados en el pasado o bien mejorarlos.

La utilización de reglamentos, manuales y ayudas de diseño, es muy importante para el análisis de cualquier estructura, siendo que debemos considerar diferentes tipos de cargas para cada caso. En este trabajo las cargas más importantes son cargas muertas (debidas a su peso propio), y cargas vivas (cargas producidas por vehículos que transitarán sobre el puente), ambas cargas están tomadas de las especificaciones de la AASHTO y del RCDDF-87, pero en cargas vivas existe una diferencia: se añaden a los vehículos que están propuestos por la AASHTO, otro tipo de camiones especificados por el manual de SCT para puentes, que en términos generales son más pesados, de mayor longitud, de mayor número de ejes y que por lo mismo producen mayores esfuerzos.

Esta diferencia se debe a que las condiciones de tránsito para vehículos de carga en México son muy diferentes a las que considera la AASHTO para Estados Unidos de Norteamérica, por lo que la SCT recomienda utilizar además otro tipo de vehículo que produce las condiciones más desfavorables en el análisis y diseño de puentes, como son las series T3-S3 y T3-S2-R4.

Después de haber considerado las respectivas cargas, se debe contemplar si es conveniente el uso de concreto reforzado o concreto presforzado, losa sobre traveses de acero, un puente mixto o bien otra sección para tener en cuenta el tipo de análisis que se usará, en este caso se llegó a la conclusión de que el uso de concreto presforzado sería la opción más adecuada, ya que haciendo

una evaluación del uso de trabes presforzadas contra las demás, las ventajas se inclinaron hacia la utilización del presfuerzo. Además de que para claros mayores de 10 m resulta económico el uso del presfuerzo, el comportamiento estructural mejora ya que reduce los esfuerzos de tensión en el concreto y en general trabaja mejor.

Presfuerzo significa inducir en cualquier tipo de elemento una acción adicional (puede ser externa o interna) que modifica su comportamiento. Dentro de los sistemas empleados para presforzar elementos de concreto, están:

- Pretensado
- Postensado
- Pretensado-Postensado
- Presfuerzo parcial
- Presfuerzo mediante métodos especiales

Para nuestro ejemplo se consideraron únicamente los sistemas pretensado y postensado, de los cuales podemos comparar lo siguiente:

Pretensado.- Cuando se aplican las fuerzas del presfuerzo antes de que el concreto alcance su resistencia.

Características principales:

- Sólo son prefabricados
- Las acciones son internas
- Anclaje por adherencia
- Trayectoria de torón recta
- Simplemente apoyadas
- Utilizan alambres o torones

Postensado.- Son aquellos elementos en los que los tendones se tensan después de que el concreto se ha colado.

Características principales:

- Pueden ser prefabricados o fabricados en el sitio
- Las trayectorias de tendones pueden ser rectas o curvas
- El anclaje de los tendones es por elementos mecánicos externos (cuñas), pueden ser del tipo: Freyssinet, BBRV, Prescon, Stronghold, VSL, CCL, RAMSA.
- El postensado puede darse en elementos simplemente apoyados o continuos
- Se pueden postensar por uno o por los dos extremos, con uno o con dos gatos
- Se utilizan cables y barras para tensar

Ventajas y desventajas de los sistemas pretensados con respecto a los postensados:

VENTAJAS

- Rapidez de ejecución
- Secciones más eficientes
- Anclaje por adherencia (costo)
- Ahorro en ductos y lechada
- No se requiere patente
- Mejor calidad
- Mejores condiciones de trabajo

DESVENTAJAS

- Trayectoria recta de tendones
- Transporte limitado
- Diseño más elaborado
- Costo más elevado
- Limitación de longitud
- Colocación de elementos simplemente apoyados
- Limitación de ancho
- Limitación de peralte
- Limitación de peso
- Se requiere mayor cuidado en la planeación
- Se requiere mayor inversión inicial

Por lo anterior se concluyó que el sistema postensado, en este caso era el más ventajoso, aunque el uso del pretensado no estaba muy lejano de lo realizado aquí, se determinó utilizar el postensado por tener algunas diferencias importantes que no son contempladas en el curso de Presfuerzo y Prefabricación como son la trayectoria de torones, datos de pérdidas de postensado, proceso de aplicación del presfuerzo, entre otras.

Para la cuestión de dimensionamiento de las trabes presforzadas, se pueden presentar las siguientes condiciones de esfuerzos:

$$f_i \ll 1.6 (f'c)^{1/2}$$

Si el esfuerzo actuante es mucho menor que el esfuerzo permisible, la sección esta muy sobrada

$$f_i < 1.6 (f'c)^{1/2}$$

Si la diferencia entre los esfuerzos actuante y permisible es entre 10 y 20 kg, la sección se mantiene pero se reduce el presfuerzo

$$f_i = 1.6 (f'c)^{1/2}$$

La sección es correcta y tambien el presfuerzo es correcto

$$f_i \gg 1.6 (f'c)^{1/2}$$

Se aumenta la sección y la capacidad del presfuerzo

$$f_i > 1.6 (f'c)^{1/2}$$

La sección se conserva pero se aumenta el presfuerzo:

- a) Aumentar el diagrama de presfuerzo y se engrasa en los extremos
- b) Colocar varillas en el centro del claro (acero de refuerzo ordinario)

donde f_i es el esfuerzo inferior de la trabe (a compresión)

Existen también algunos métodos para evaluar esfuerzos en las pérdidas del presfuerzo:

-Evaluación global de las pérdidas (que es lo que recomienda el RCDDF), se aplica un factor de pérdidas al presfuerzo inicial dado por el gato.

-Evaluación por porcentajes individuales, considera que existen algunos porcentajes para cada concepto y para cada sistema.

-Método de evaluación individual de las pérdidas, se debe calcular cada concepto por separado utilizando fórmulas distintas para cada sistema.

El uso de elementos presforzados prefabricados nos ayuda a tener estructuras con un comportamiento de mayor eficiencia puesto que, tienen mejor control de calidad, son de mayor resistencia generalmente, son de secciones más esbeltas, alcanzan claros más largos, etc.; es por ello que se recomienda su uso en estructuras para puentes y otras más elaboradas.

BIBLIOGRAFIA

- CONCEPCION DE PUENTES, TRATADO GENERAL
GUY GRATTESAT
EDITORES TECNICOS ASOCIADOS S.A. BARCELONA 1981

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION
OFFICIALS (AASHTO) 1989
PUBLISHED BY THE ASSOCIATION GENERAL OFFICES
444 NORTH CAPITOL STREET, N.W., SUITE 225
WASHINGTON, D.C. 20001

- ANALISIS AND DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BRIDGES STRUCTURES
PUBLICACION DEL AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI)
INFORME ACI 343R-88

- PROYECTOS TIPO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO
PARTE I PUENTES PARA CARRETERAS
DIR. GRAL. DE PROYECT. Y SERV. TEC. DE SCT
AV. COYOACAN # 1875

- MANUAL DEL ANIPPAC

- NOTAS DEL ING. CARLOS RAMOS AGUILAR