



Universidad Nacional Autónoma de México

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"**

**"DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE
PARA FERROCARRIL A BASE DE TRABES
DE CONCRETO PRESFORZADO"**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
LUIS VELAZQUEZ PASTRANA

San Juan de Aragón, Edo. de México

1987.



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.

CAPITULO 1.

ASPECTOS GENERALES.

1.- ASPECTOS GENERALES.

En los Ferrocarriles Nacionales de México, en la zona transísmica que une los puertos de Coatzacoalcos y Salina Cruz, en los Edoes, de Veracruz y Oaxaca, correspondiente a la Línea "Z" de la División Sureste N.T. (Nacional Tehuano con un desarrollo de 303.545 Km. en vía principal en la Línea que une Hibueras y Minatitlán donde se tienen 869 obras de puentes y alcantarillas y un ramal con longitud de 11 Km.

En la Línea principal que pasa por poblaciones importantes como, Hibueras, Jaltipan, Ojapa, Almagres, Mercedes Aguas, Jesús Carranza, Mogote, Matias Romero, Lagunas, Ixtepec, Tehuantepec, existe una curvatura máxima de 12 y una pendiente máxima ascendente de 2.24% (Fig. No. 1).

Esta Línea fue construida a principios de siglo, con capacidad en las estructuras de puentes y alcantarillas para esa época, que era de Cooper E-40, que en la actualidad, con el movimiento de locomotoras de mayor caballaje y peso de 172.77 Toneladas Métricas, carros hasta 120 Toneladas de capacidad; estos equipos y locomotoras influyen en el sistema por el intercambio que existe con los Ferrocarriles Norteamericanos ha sido necesario efectuar reforzamiento o rehabilitación de puentes y alcantarillas para ese tipo de tráfico

Esta zona es de gran importancia por el movimiento de carga marítima entre el Golfo de México y el Pacífico es decir, la ruta más inmediata para no efectuar el recorrido hasta el canal de Panamá. En una de las partes que toca esta Línea de Ferrocarril, se localiza una zona azufrera que provee materia prima para los de Fertimex y para la Industria en general también se transportan granos, acero, maquinaria, madera, fruta

ganado y fertilizantes. Es también de gran importancia por estar en zonas petroleras, que requieren un movimiento a través del Ferrocarril para varios productos derivados del petróleo. En la actualidad, por el gran movimiento que existe en el transporte marítimo de contenedores, y para la intercomunicación entre los puertos de Coatzacoalcos y Salina Cruz, fué necesario formar trenes unitarios, razón por la cual, Ferrocarriles Nacionales de México ha tenido que rehabilitar la Línea "Z" en el área de puentes y alcantarillas, como uno de los medios más económicos de elevación de capacidad en estructuras de puentes, se ha recurrido al reforzamiento de estructuras metálicas en todos los casos, de acuerdo con la edad de la estructura, sus características y su estado físico. En otros casos, ha sido necesario reconstruir totalmente las obras de puentes y alcantarillas, para la Subestructura hasta la Superestructura.

Para las cargas modernas que operan sobre los puentes, locomotoras y carros, tienen muy distinta configuración a la carga Cooper, pero en vista de que todos los puentes fueron calculados con carga Cooper y su capacidad está expresada en ese sistema, debemos conocer la equivalencia de las cargas actuales en Cooper, Para esto se calculan los efectos reales que producen las cargas de que se trata y se comparan con los efectos teóricos de la carga Cooper. Fig. No. 2.

En el sistema la tracción de los trenes se realiza con 2 tipos de locomotoras diesel eléctricas: las denominadas "B-B" de 2 trucks de 2 ejes y las "C-C" de 2 trucks de 3 - - ejes.

De las locomotoras tipo "B-B" las más pesadas son las DE-27 de 2000 H.P. con 120.3 Ton. métricas o sea 30.08 - Ton. eje (66.16 miles de libras). Estas locomotoras producen los efectos más desfavorables en claros muy cortos, menores de 3.96-

M. (13') (Fig. 3).

De las locomotoras tipo "C-C" las DE-32 de -- 3000 H.P. y 172.73 Ton. métricas son las más pesadas, concen-- trando 28.79 Ton/eje (63.33 miles de libras).

Esta locomotora produce efectos equivalentes a Cooper E-63 para claros de 1.52 M. (5'), E-60 para claros de -- 4.57 M. (15') y E-55 para claros de 15.24 M. (50') (Fig. 4).

Existe en la actualidad fuerte demanda para el movimiento de carros de 100 toneladas de capacidad, desde los -- puertos fronterizos de Nuevo Laredo, Piedras Negras, Matamoros, Ciudad Juárez, así como de puertos marítimos de Manzanillo, Tam-- pico, Veracruz, Coatzacoalcos, para transportar diferentes pro-- ductos al interior del territorio nacional. Los principales -- equipos de esta capacidad son carros tolva para transporte de -- granos, góndolas para minerales y carros tanque para productos-- químicos. El peso total de estos carros es de 263.000 libras, o sea 119.5 Ton. métricas.

En la figura No. 5 se graficaron los efectos -- que produce un tren de góndolas metaleras serie 86000 de 100 te-- neladas de capacidad, peso total cargado de 263.000 Lbs. sobre-- 4 ejes; concentración por eje de 29.9 Ton. métricas (65.750 -- Lbs.), longitud entre acopladoras de 13,56 M. (44'6"); 1.78 M.-- (5'10") de separación entre los ejes de los trucks.

Como se ve en la figura No. 5 los trenes inte-- grados con góndolas metaleras producen efectos E-66 para claros de 1.52 M. (5') y en claros grandes, los efectos de estas góndo-- las son mayores a los de las locomotoras más pesadas.

De la observación de las figuras (4) y (5) se-- puede establecer de una manera general que los puentes con capa

cidad inferior a E-60, dependiendo del tipo y la longitud de -- las estructuras, quedan ya en condiciones desfavorables para la operación normal de trenes pesados, por lo que de acuerdo con -- la capacidad de los puentes de una Línea, se establecen las limitaciones correspondientes al equipo, ya sea prohibiendo el -- tráfico de equipo pesado o bien fijando órdenes de precaución -- con reducciones de la velocidad de tránsito sobre el puente tan baja como sea posible, para reducir el impacto que producen los trenes sobre la estructura, además de intercalar equipo pesado -- con equipo ligero para reducir la densidad de carga.

Los puentes con capacidad E-72 pueden soportar con cierta holgura el tipo de cargas rodantes que se mane-- jan actualmente y aún cargas mayores que posiblemente se presen-- ten en el futuro, dada la tendencia de los fabricantes de equi-- po, de producir carros y locomotoras cada vez más pesadas.

2.- PUENTES EXISTENTES.

En el Sistema de Ferrocarriles Nacionales de México existen 10,019 puentes, con una longitud total de - - - 103,677 M. y 16,667 alcantarillas, con longitud de 20,337 M., - 4,898 puentes son de acero o de concreto y suman una longitud -- de 57,800 M. o sea 56% de la longitud total de puentes, 5,121 -- puentes son de estructura de madera o de caballetes de madera -- con traveses de rieles empatinados, suman una longitud de 45,877- M., que representa el 44% de la longitud total de puentes.

Los puentes que tienen capacidad suficiente -- para resistir las cargas actuales son 4,110, de los cuales - -- 2,720 son de acero o de concreto y 1,390 son de madera. Los - -- puentes de baja capacidad son 5,309 con una longitud aproximada de 59,100 M. De modo que puede decirse que un 57% de la longi-- tud de los puentes, son de baja capacidad.

La capacidad de carga de los puentes en el sig tema es muy heterogénea y depende de la época en que se construyeron las Líneas, así como de su importancia y finalidad; debemos citar por ejemplo que gran parte de los puentes en la Línea México-Nuevo Laredo, son capacidad E-60, que la capacidad predominante en los puentes de la ruta México-Ciudad Juárez, es E-55, que entre Irapuato y Manzanillo la carga de diseño fué la E-55 - que en el tramo Tampico-Torreón la capacidad de los puentes en general es inferior a E-50. En la Línea transísmica la capacidad general de los puentes es E-40. Las Líneas Córdoba-Tierra Blanca Achotal y Veracruz-Tierra Blanca, fueron construidos con puentes de capacidad E-37.

Existen otras Líneas que eran de vía angosta, - cuyos puentes fueron diseñados para E-35 y que posteriormente -- fueron ensanchadas reforzando los puentes, muchos de ellos en -- forma provisional, tal es el caso de los tramos México-Acámbaro-Línea "N" y México-Veracruz, Línea "V".

La capacidad teórica de los puentes metálicos- puede incrementarse si se considera que el impacto producido por las locomotoras diesel eléctricas actuales, es menor que el de - las locomotoras de vapor y que los puentes fueron diseñados para este último tipo de tracción. El incremento varía dependiendo -- del tipo y el claro de las estructuras, por ejemplo, para armad ras, este incremento puede estimarse entre un 10% y un 17% (fig. No. 6), para traveses de alma llena el incremento es de cerca de - 13%. Por otro lado, la capacidad de los puentes disminuye con el tiempo debido a desgaste, corrosión y fatiga, de manera que este decremento dependerá de las condiciones físicas de cada puente.

En el caso de los puentes de madera no se tiene en cuenta ningún factor de incremento de capacidad por el cam

GOLFO DE MEXICO

TRABAJO: LUIS VELAZQUEZ PASTRANA.

FERROCARRILES NACIONALES DE MEXICO

CUADRO ESQUEMATICO DE LA

DIVISION DEL SURESTE

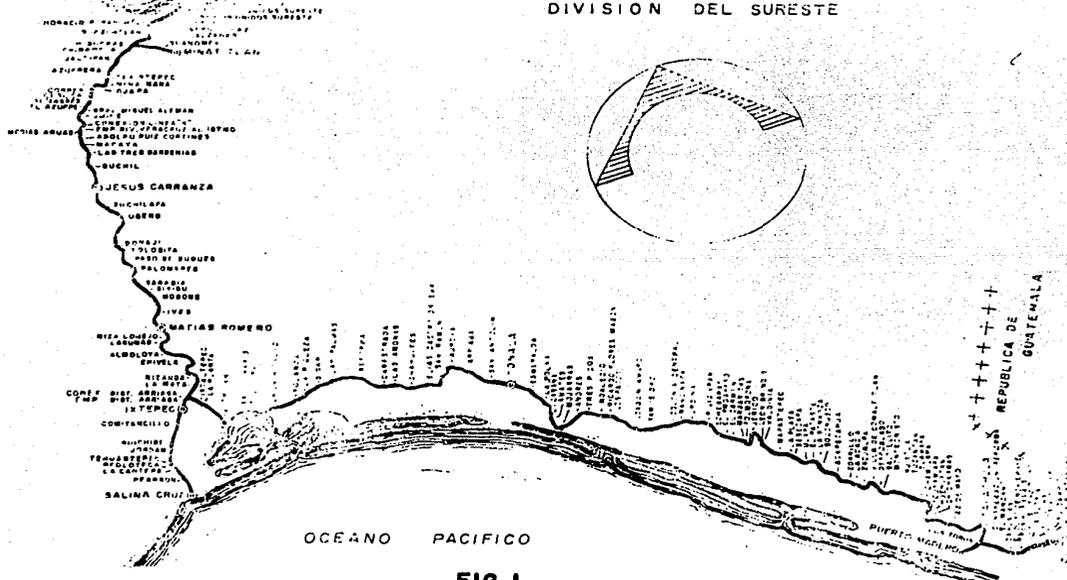
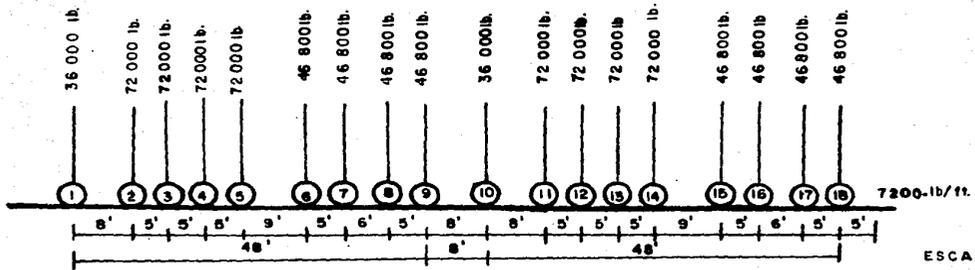


FIG. I

CARGA VIVA
COOPER E-72



ESCALA 1:200

FIG.2

TRABAJO:
LUIS VELAZQUEZ PASTRANA.

EFFECTOS DE LA LOCOMOTORA DE-27

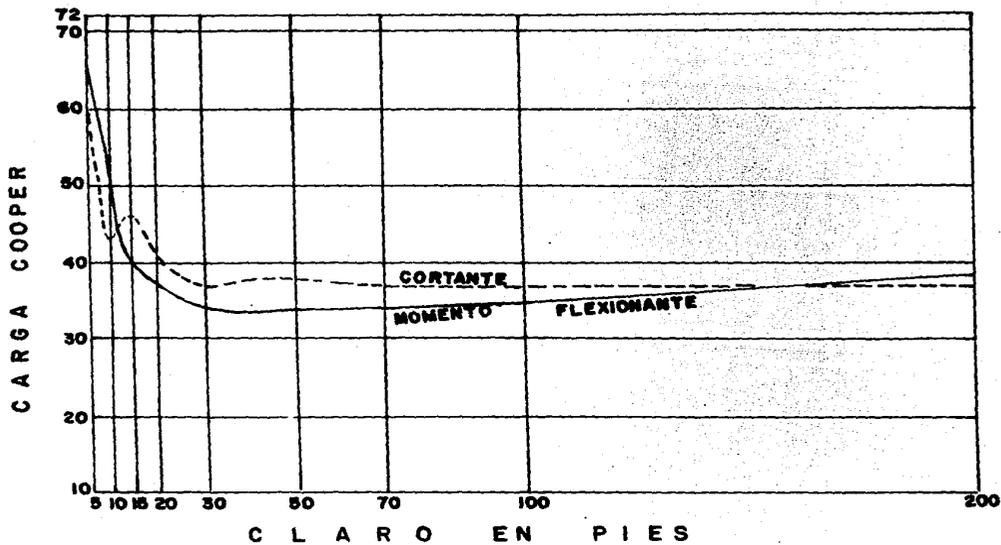


FIG.3

TRABAJO:
LUIS VELAZQUEZ PASTRANA.

EFFECTOS DE LA LOCOMOTORA DE-32

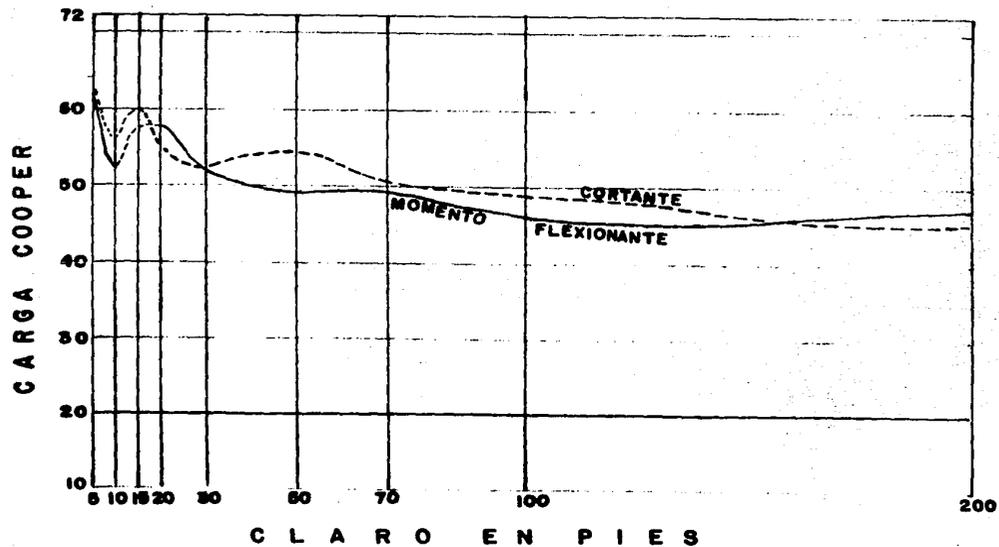


FIG.4

TRABAJO:
LUIS VELAZQUEZ PASTRANA.

**EFFECTOS DE LAS GONDOLAS METALERAS,
SERIE 86000 DE 100 TON DE CAPACIDAD.**

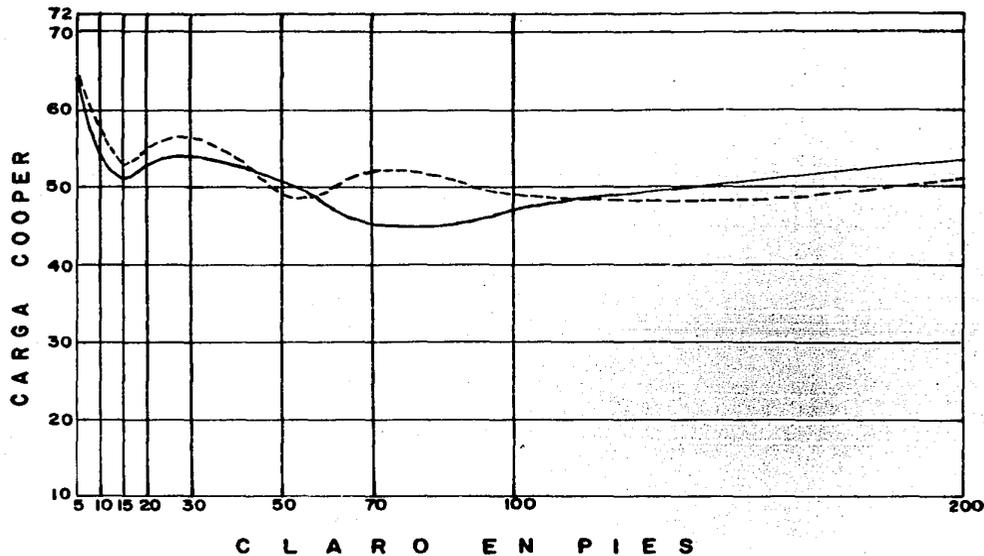


FIG.5

**TRABAJO:
LUIS VELAZQUEZ PASTRANA.**

PORCENTAJES DE IMPACTO PARA DIFERENTES CLAROS

CLARO (ft)	IMPACTO EQUIPO VAPOR (%)	IMPACTO EQUIPO DIESEL (%)	DIFERENCIA (%)	INCREMENTO DE CAPACIDAD POR CONSIDERAR IMPACTO DIESEL Y NO DE VAPOR	TIPO DE TRABE
5	75.35	55.34	19.99	12.87%	Trabe RS.
10	75.18	55.20	19.98	12.87	" "
15	74.93	54.96	19.97	12.89	" "
20	74.58	54.63	19.95	12.90	" "
25	74.13	54.21	19.92	12.92	" "
30	73.58	53.70	19.88	12.93	" "
40	72.18	52.38	19.80	12.99	" "
50	70.38	50.70	19.68	13.06	" "
60	68.18	48.63	19.55	13.15	" "
70	65.58	46.20	19.38	13.26	" "
80	62.58	43.38	19.20	13.39	" "
90	59.18	40.20	18.98	13.54	" "
100	52.56	30.13	22.43	17.23	Armada.
150	43.35	26.56	16.79	13.27	"
200	38.30	25.08	13.29	10.57	"

EQUIPO DE VAPOR

CLAROS MENORES DE 100'

$$I = \frac{100}{S} + 60 - \frac{L^2}{500}$$

ARMADURAS

$$I = \frac{100}{S} + 15 + \frac{4000}{L+25}$$

EQUIPO DIESEL

CLAROS MENORES DE 60'

$$I = \frac{100}{S} + 40 - \frac{3L^2}{1600}$$

CLAROS DE 60' Ó MAYORES

$$I = \frac{100}{S} + 16 + \frac{600}{L-30}$$

S=SEPARACION ENTRE VIGAS.

6.5' Para trabes RS.

18' Para Armaduras.

FIG. 6

TRABAJO:

LUIS VELAZQUEZ PASTRANA.

bio de tracción de vapor a diesel, ya que los puentes de madera se diseñan sin considerar impacto debido a la propiedad de este material de absorber los efectos dinámicos. En cambio la capacidad sí va decreciendo con el tiempo por el estado de deterioro de la madera sujeta a la acción destructiva de hongos y otros organismos milófagos.

3.- TIPOS DE ESTRUCTURAS EXISTENTES.

SUBESTRUCTURAS.

Gran porcentaje de las subestructuras existentes son a base de caballetes de pilotes de madera. En general estos caballetes están integrados por 5 pilotes de madera de acuerdo con el proyecto tipo AREA. Los pilotes pueden ser -- hincados en el cauce del río o bien apoyados en zapata de piezas de madera o de mampostería.

Existen también gran cantidad de subestructuras con pilas y estribos de tipo gravedad, de mampostería o de concreto ciclópeo, que en algunos casos están rematados por una corona de concreto armado y en otros con corona de mampostería o de concreto sin reforzar.

En puentes de grandes claros y con tirante de agua permanente, la subestructura existente es en muchos casos a base de cilindros de concreto.

Otro tipo de subestructuras consiste en caballetes de metal existentes particularmente en viaductos de altura considerable.

Los estribos y las pilas de concreto reforzado así como los formados por caballetes de pilotes de concreto armado, datan de fechas más o menos recientes, posteriores a la época de construcción de las Líneas.

SUPERESTRUCTURAS.

Los tipos más comunes en los puentes existentes son los de superestructura metálica, en claros cortos y medianos; traveses de alma llena formados con vigas laminadas e -- secciones armadas con placa de alma y ángulos como patines unidos con remaches, de paso superior con traveses simplex, duplex o triplex, o de paso a través con vigas principales armadas y traveses y largueros de vigas armadas e laminadas.

En claros largos superiores de 30 M., las traveses existentes son armaduras de paso superior o de paso inferior, según la altura de la rasante respecto del fondo del cauce del río que cruzan. Estas armaduras en muchos casos son remachadas en los nudos o bien articuladas. Los miembros de compresión son secciones remachadas. Las armaduras con miembros de -- secciones soldadas son de épocas realmente recientes.

Otro tipo de superestructuras, es el que está formado por largueros de madera o con traveses de rieles empalmados para cubrir claros pequeños no superiores a 5 M.

Los claros salvados con superestructuras de -- concreto pertenecen a puentes cuya fecha de construcción es reciente y su capacidad es suficiente para resistir los efectos -- de los trenes con equipo pesado.

4.- PROGRAMA DE REFORZAMIENTO.

Para permitir la operación de trenes con equipo de alta capacidad, sin ninguna restricción en las líneas que constituyen la red básica, se viene ejecutando desde principios de esta Administración un programa de elevación de capacidad de puentes a Cooper E-72 en todos los puentes existentes en la citada red básica. La elevación de capacidad a E-72 se efectúa en 2 formas: 1) Reforzamiento de la estructura existente. 2) Suba-

titución de la estructura por una nueva de capacidad E-72.

Se considera que la solución esencial debe -- ser el reforzamiento a fin de aprovechar los elementos existentes, éste se realiza siempre y cuando resulte más económico que la sustitución, lo que depende de la capacidad original de la estructura y del estado físico en que se encuentre.

5.- TRABAJOS PREVIOS AL REFORZAMIENTO.

En todos los casos en que se pretende refor-- zar una estructura de puente, es necesario efectuar una revi-- sión de su capacidad actual. Se recurre primeramente a la con-- sulta de los planos originales donde se verifica la carga viva-- con que fué diseñado, en caso de no existir planos es necesario hacer un levantamiento en campo de las secciones y detalles es-- tructurales del puente, con los datos recabados, calcular la ca-- pacidad actual teórica de la estructura.

Cuando se cuenta con los documentos origina-- les de la estructura, es necesario inspeccionarla en el campo -- para determinar el estado físico en que se encuentra y hacer -- las estimaciones de la capacidad real con que se puede contar.-- La inspección comprende principalmente la revisión ocular, veri-- ficación de dimensiones, espesores, desgastes, etc. y en algu-- nos casos extracción de muestras para determinación de propieda-- des en laboratorio.

Cuando ya se conoce la capacidad real de la - estructura, se procede a la elaboración del proyecto de reforzamiento, el que deberá ser acorde a las características de la es-- tructura existente.

6.- REFORZAMIENTO DE SUPERESTRUCTURAS.

De los casos presentados en nuestro sistema,-- se ha visto que en general en los puentes cuyo estado de conser--

vación es satisfactorio, las superestructuras acusan menor capacidad que las subestructuras, existiendo muchos casos en que solo es necesario efectuar el reforzamiento de las superestructuras; ésto se debe quizá a que los factores de seguridad que se emplearon al proyectarlas, fueron mayores. Existen otros casos en que la degradación de las subestructuras estatal, que no es posible su reforzamiento, sino que es necesario substituir las subestructuras, como ejemplo se tienen los estribos y pilas de mampostería con pedestales de apoyo de mampostería sin corona de concreto reforzado, donde por efecto de los trenes unitarios con equipo de alta capacidad, se inicia el deterioro con aparición de grietas en los pedestales, con la propagación al cabo de un breve tiempo al cuerpo de pilas y estribos y deterioro general de la subestructura, éste fenómeno se agrava cuando la cimentación por superficie ha sido realizada en suelos cohesivos, ocurriendo asentamientos diferenciales entre las partes de la subestructura separadas por las grietas.

En algunos casos el reforzamiento de la subestructura consiste únicamente en reconstruir la corona. La nueva corona se construye de concreto armado y se proyecta de manera que cubra todo el cuerpo de la pila o del estribo, de manera de distribuir las reacciones uniformemente en toda la masa de la subestructura.

Otro tipo de reforzamiento de pilas o estribos ha sido mediante ampliación de la cimentación, ya sea por superficie o con adición de pilotes, usándose ataguías cuando los cauces de los ríos tienen tirante de agua permanente.

7.- FACTIBILIDAD DE REFORZAMIENTO DE SUPERESTRUCTURAS METÁLICAS.

Por las características de durabilidad y de versatilidad del acero, las superestructuras de este material -

son las más susceptibles de modificar o reforzar. La gran mayoría de estructuras metálicas de puentes fueron construidas por -
Compañías Norteamericanas usando aceros Bethlehem o Carnegie fabricados de 1900 a 1908, otras estructuras que representan una minoría son de acero Inglés Fredinham.

Para verificar las características del acero -
empleado y la posibilidad del reforzamiento de las superestructuras, usando soldadura, se han efectuado pruebas de laboratorio -
con muestras extraídas de zonas de la estructura donde no afecte su capacidad. Las muestras se someten a pruebas químicas y físicas.

En la mayor parte de los casos se ha visto --
que el acero de las superestructuras de puentes antiguos existentes en el sistema, es soldable y de características superiores -
al A-36 con límites de fluencia del orden de 3,500 Kg/cm².

8.- SISTEMAS DE REFORZAMIENTO DE SUPERESTRUCTURAS METÁLICAS.

Existen diversos sistemas para el reforzamiento de superestructuras metálicas que dependen fundamentalmente -
de las características de la estructura por reforzar, en particular de la geometría, de la capacidad actual y del tipo de la estructura.

Entre los métodos usuales, existen los de - -
adición de elementos completos para hacer trabajar a la estructura en múltiple, reforzamiento de los miembros de la estructura, -
subdivisión del claro de traveses, sustitución de partes de baja capacidad con aceros de superior calidad, modificación del trabajo estructural con la colocación de cables de pretensado.

Para los tipos de superestructuras más comunes en nuestro sistema los procedimientos que se han seguido han sido como sigue:

a) Trabes de Alma llena de paso superior.

Para claros pecueños salvados con traves fer-
madas por una viga laminada bajo cada riel de la vía, o para --
claros de traves duplex formadas con 4 viguetas laminadas o --
bien para traves triplex el reforzamiento se ha efectuado ya --
sea aumentando el número de viguetas, convirtiendo las traves --
simplex en duplex o las duplex en triplex y ligando todas las --
viguetas mediante diafragmas soldados, o atornillados, o bien --
reforzando cada viga con cubreplacas soldadas que pueden ser in-
dividuales o colocarse para cubrir todos los patines de las vi-
gas en caso de traves múltiples.

En el caso de traves de vigas laminadas, se --
ha visto que en general el reforzamiento necesario debe ser por
flexión y no por cortante.

Cuando las traves son armadas con placa de --
alma y patines de ángulos ligados con remaches, los reforzamientos
se efectúan como en el caso anterior, pero en este tipo de-
traves cuando son simplex muchas veces es necesario reforzar --
las almas para proporcionar suficiente capacidad al cortante, --
esto se logra con la adición de placas adosadas al alma en la --
zona próxima a los apoyos o bien colocar mayor número de aties-
adores verticales en esa zona. Los atiesadores pueden ser a base
de placas soldadas al alma o bien ángulos que se sueldan o que-
se remachan contra la placa de alma. La conexión de las cubre-
placas en ocasiones se efectúan con soldadura cuando se trata --
de añadir una cubreplaca a una viga que solo tiene ángulos como
patines o con remaches cuando se tiene que añadir otra cubrepla-
ca a la sección original que ya cuenta con una o con varias.

En traves de alma llena que salvan grandes-
claros, algunas veces se ha elevado la capacidad de la estructu

ra mediante la construcción de un apoyo intermedio, esta pila — puede ser de concreto o un caballete metálico y en forma provisional un caballete de madera. Esta solución es posible en cauces poco profundos y sin corriente de agua importante.

b) Trabes de Alma llena de paso a través.

En estos casos el reforzamiento de las vigas laterales o vigas maestras se efectúa generalmente con cubreplacas para flexión y atiesadores para cortante.

El sistema de piso o sea los largueros que de hecho constituyen pequeños puentes individuales, se refuerzan como en el caso de las trabes de alma llena, cuando la capacidad de estos largueros es muy baja del orden de E-30, el procedimiento seguido es colocar travesaños o piezas de puente al centro de cada claro de largueros con objeto de que se eleve la capacidad de la estructura.

El reforzamiento de las piezas de puente se efectúa con la adición de cubreplacas y atiesadores.

El reforzamiento de las conexiones entre largueros y piezas de puente y vigas maestras se puede lograr colocando tornillos de alta resistencia en vez de los remaches o bien haciendo la conexión soldada sin tomar en cuenta el trabajo de los remaches.

c) Armaduras de paso superior.

El tipo clásico de armaduras de paso superior usadas en nuestra red, consta de 2 armaduras por claro, unidas por un sistema de contraventeo transversal y otro de contraventeo horizontal; la separación de las 2 armaduras varía entre 3 M y 5 M. según la longitud del claro, los claros van desde 30 M. a 90 M. En algunos casos las armaduras están provistas de un sistema de piso, travesaños y largueros y en otros casos el durmien-

te de la vía apoya directamente sobre la cuerda superior de las armaduras, careciendo de sistema de piso. Los 2 tipos de conexión de los nudos son articulación mediante pasador o bien remachado de los miembros por medio de placas de nudo.

Al efectuar la revisión de la capacidad de las armaduras se ha visto que no todos los miembros resultan con la misma capacidad, sino que en ocasiones solo es necesario reforzar algunos, conservando los demás en su estado original, lo mismo acontece con las conexiones. En este caso la solución más económica es efectuar el reforzamiento de los miembros débiles incrementando su sección para que pueda tomar el efecto que le imprimiría la carga viva E-72.

Cuando la capacidad de los miembros y sus conexiones es más o menos uniforme y existe la necesidad de reforzar todo el conjunto, el trabajo se puede realizar agregando placas tanto a los miembros de comprensión, como a los miembros de tensión, buscando distribuir el área de acero lo más alejada posible del centroide en los miembros de comprensión para aumentar la rigidez y reducir la relación de esbeltez.

Para armaduras con miembros de capacidad uniforme de E-48 en adelante el reforzamiento que se ha visto más ventajoso es mediante la colocación de una 3ra. armadura al centro de las 2 existentes, esto es particularmente conveniente cuando se trata de armaduras articuladas donde el reforzamiento de los miembros de tensión constituidas por barras de ojo resulta problemático.

Cuando se agrega una 3ra. armadura, se debe buscar que esta armadura sea acorde con las existentes, que tenga una rigidez semejante para que las deformaciones bajo la carga sean similares, que tenga igual número de tableros para poder disponer las conexiones adecuadas entre las 3 armaduras; se debe

poner especial atención a que las tres armaduras queden perfectamente conectadas entre sí mediante diafragmas o contraventeos transversales, a fin de que la distribución de la carga se haga lo más uniformemente posible.

Para armaduras con capacidad de conjunto menores que E-48 pero mayores que E-36, se debe buscar el reforzamiento con la adición de 2 armaduras adosadas por el exterior a las 2 existentes conectadas rígidamente para que la distribución de la carga sea uniforme.

El montaje de las nuevas armaduras se puede hacer miembro a miembro y soportando estos miembros en las armaduras existentes, aprovechando los intervalos en el paso de los trenes, ya que estos reforzamientos se realizan sin interrumpir el tráfico, o bien el montaje se puede hacer en una sola operación, armando y conectando con antelación la armadura adicional afuera del puente. El primer método de montaje tiene la ventaja de que no requiere grúas de gran capacidad y los sistemas de -- contraventeo no se tienen prácticamente que eliminar y volver a instalar como sucede en el montaje de la armadura ya conectada. Cuando el montaje de la nueva armadura se realiza en una sola operación, dado a que el peso por manejar es grande, se debe de planear la operación efectuando trabajos previos como son remoción de contraventeos y elementos que se encuentren entre las 2 armaduras y colocación provisional de nuevos contraventeos atorillados que se puedan retirar y volver a colocar rápidamente. Este tipo de montaje está indicado cuando las armaduras originales no tienen sistema de piso.

En algunas armaduras articuladas, cuando la capacidad de los pernos de nudo es baja, se puede lograr incrementar la capacidad de la estructura cambiando los pernos, colocando nuevos pasadores de acero alta resistencia, conservando el

mismo diámetro para no alterar los diámetros de los agujeros de las barras de ojo y demás miembros que concurren a un nudo. Al efectuar estos trabajos, es necesario soportar el sistema de piso sobre obra falsa para no interrumpir el tráfico de trenes sobre el puente que se está reforzando, ya que la operación de extracción de los pernos antiguos es lenta debido a la existencia de aciaturamientos causados por el roce de las barras de ojo y placas que concurren en el nudo; en ocasiones ha sido necesario cortar los pernos antiguos con soplete y sacarlos a pedazos. Para lograr que la coincidencia de los agujeros de los miembros que concurren al nudo se mantenga al retirar el perno antiguo, es necesario ligar todos los miembros provisionalmente por medio de placas soldadas o atornilladas.

d) Armaduras de paso inferior.

Este tipo de armaduras es muy usual en nuestro sistema, principalmente en las líneas cercanas a las costas donde los cauces de los ríos son extendidos y requieren trabes cuya altura del patín inferior al hongo del riel de la vía sea lo menor posible. Se tienen dos tipos de conexión en los nudos, remachadas y articuladas.

Las triangulaciones más frecuentes son la Pratt y la Warren con longitud de tableros de 6 M. a 9 M. y claros de armaduras de 30 M. a 90 M.

Cuando se hace la revisión de la capacidad en gabinete de este tipo de estructuras, se encuentra que en general la capacidad de los miembros es distinta de unos respecto a otros, en armaduras remachadas se ha visto que muchas veces los miembros más débiles son los tornapuntas y las cuerdas superiores; en armaduras articuladas generalmente tienen menor capacidad las cuerdas inferiores y las primeras diagonales.

El método de reforzamiento generalmente usado para estas armaduras consiste en aumentar la capacidad de cada miembro, mediante la adición de placas. En general, se busca que con el acero que se agrega a cada miembro se forme una sección cerrada tipo cajón, dado que esta sección es muy resistente a la corrosión, ya que se cierra herméticamente, no permite la entrada de aire y además no presenta salientes o alas que -- puedan ser fácil ataque de la corrosión, ni ofrece concavidades donde se acumule la humedad. Se ha observado que las estructuras más dañadas por corrosión, son las que presentan alas de ángulos o canales descubiertas, así como los miembros con celosías. Por ejemplo, los elementos que más rápidamente se corroen en armaduras de paso inferior, suelen ser los portales formados por cuadrículas de ángulos y los contraventeos superiores constituidos por ángulos ya sea individuales o pares de ángulos espalda con espalda. También representan zonas de corrosión acelerada las cuerdas inferiores cuando la sección es H armada con ángulos, por propiciar la acumulación de humedad y basura en -- las partes cóncavas.

Es también deseable la sección cajón para -- los miembros de armaduras desde el punto de vista estructural, -- ya que ésta tiene mayor momento de inercia en ambos sentidos y -- gran radio de giro, lográndose miembros de menor relación de esbeltez que con otro tipo de secciones.

Las cuerdas superiores y los tornapuntas de las armaduras generalmente están constituidos por 2 canales espalda con espalda, una placa corrida remachada a los patines superiores de los canales y un sistema de celosías remachada a -- los patines inferiores, en ocasiones cuando el peralte de la -- sección es mayor de 38cm. las cuales son armadas con ángulos y --

placa de alma. La forma como se refuerzan estas piezas de compresión es eliminando la celosía y soldando una placa corrida a los patines inferiores de los canales para cerrar la sección, el espesor de esta placa está determinado por el cálculo para que el miembro resulte de capacidad E-72.

Los postes y diagonales en muchas armaduras remachadas están formados por 2 canales con los patines hacia adentro, unidos con celosía, en estos miembros las secciones se convierten en cajón eliminando la celosía y colocando placa corrida soldada a los canales.

En las secciones de forma H armadas con ángulos, la sección se refuerza colocando 2 placas soldadas a los extremos de los ángulos, cerrando también la sección.

Los largueros y las piezas de puente del sistema de piso se refuerzan con cubreplacas soldadas a los patines o bien con atiesadores o placas adosadas al alma según el caso de falta de capacidad a flexión o cortante.

Para que el reforzamiento de este tipo de traveses sea completo, se substituyen los viejos portales formados de celosías, por secciones tubulares cajón con ménsulas que conectan a la armadura y que dan más rigidez al conjunto.

También los contraventeos de ángulos se cambian por secciones tubulares, reduciendo así la relación de esbeltez que en muchas armaduras antiguas no cumple la condición de ser menor de 120 para miembros de contraventeos a compresión o 200 para miembros de contraventeo a tensión.

Los nudos de las armaduras se refuerzan también mediante cordones de soldadura alrededor de las placas de unión y se agregan placas para cerrar herméticamente cada nudo evitando que penetre aire y humedad, o animales que aceleren --

la corrosión de la estructura.

Como el reforzamiento se lleva a cabo en puentes con tráfico normal de trenes, la substitución de celosías por placa debe ser gradual, punteando con soldadura las placas inmediatamente después de colocadas evitando debilitar los miembros a compresión. La eliminación de portales también debe ser paulatina con la substitución inmediata de los elementos nuevos

Con este tipo de reforzamientos se logra también mejorar el aspecto de las antiguas armaduras cargadas de celosías, convirtiéndolas en armaduras más robustas y simples de apariencia moderna.

En algunos casos de reforzamiento de armaduras de 52 M. de claro con capacidad original E-45 en promedio, el porcentaje del acero nuevo agregado para obtener una estructura E-72, ha sido del orden de 28% en relación con el peso original de la estructura.

Quando es factible el reforzamiento de armaduras, su costo resulta bastante menor del que representaría la substitución por una armadura nueva, ya que el peso del acero agregado es generalmente menos de la tercera parte del de una nueva estructura; no requiere obra falsa que cuando se trate de un cauce profundo encarece mucho la obra, no existe costo de montaje que siempre significa un cargo elevado cuando se trata de substituir una armadura. Por otro lado no requiere interrupción de tráfico, ya que todo el trabajo se hace con el tráfico normal de trenes, en el caso de substitución de estructuras puede haber interrupciones importantes del tráfico.

9.- ASPECTOS A CONSIDERAR PARA EL PROYECTO DE REFORZAMIENTOS.

Quando se efectúan reforzamientos agregando acero a las secciones originales, se debe procurar su coloca-

ción de tal manera que contribuya a balancear las secciones, evitando en lo posible excentricidades.

El metal adicionado se considerará efectivo para tomar esfuerzos producidos por carga viva y no por carga muerta, a menos de que mediante algún método se eliminen temporalmente los efectos de la carga muerta, por ejemplo, soportando la estructura con obra falsa, el peso propio del acero adicionado.

Se deberá analizar la estabilidad de la estructura y los esfuerzos a que queda sometido cada miembro al cambiar las condiciones originales, por ejemplo, al eliminar momentáneamente celosías, teniendo presente que el tráfico de trenes no se debe interrumpir.

En general, las soldaduras y los remaches se considera que no actúan juntos, sino que cada sistema debe ser capaz de resistir toda la fuerza que se presente en un miembro o en una conexión.

**10.- ARGUMENTO EN FAVOR DEL EMPLEO DEL CONCRETO
PRESFORZADO EN LA CONSTRUCCION DE PUENTES.**

La razón fundamental para emplear el concreto presforzado, es la economía. Esta economía se origina en un mayor aprovechamiento de los materiales empleados: el acero y el concreto.

El concreto presforzado no se presenta como el mejor sistema de construcción. Pero dentro de este campo, si compite con ventaja con los demás sistemas (concreto armado común y acero estructural).

Esta reflexionar, para apreciar las principales ventajas del concreto presforzado, en que las dimensiones

de una viga de concreto armado común, generalmente quedan determinadas por la tensión diagonal, lo que exige secciones robustas cerca de los apoyos. Sin embargo solo una parte de la sección transversal de las vigas trabaja en la zona de momento -- flexionante máximo (se supone una viga libremente apoyada en -- sus extremos). En efecto, de la fibra neutra hacia abajo, el -- concreto gravita inútilmente sobre la trabe. Este defecto de tener una carga muerta excesiva que proviene de una parte de la -- trabe que no trabaja, se acentúa a medida que el claro salvado -- es más grande.

Por otra parte, en la actualidad es posible obtener económicamente concretos de alta resistencia (300 a 500 Kg/cm²). Pero con el concreto armado común, esta ventaja no puede aprovecharse íntegramente en los diseños comunes, porque al disminuir la sección de las trabes aumenta desproporcionadamente -- la cantidad de acero de refuerzo necesaria, lo que hace antieconómico el proyecto.

En cambio con el concreto presforzado se logra lo siguiente:

- A.- Que toda la sección de la trabe trabaje. Ninguna parte de la sección gravita inútilmente.
- B.- El acero empleado trabaja en un rendimiento -- altísimo. El esfuerzo de trabajo de este ace-

ro, en diseños conservadores, es de un sesenta por ciento del esfuerzo de ruptura. Adviértase que el acero de refuerzo del concreto armado común trabaja solo al treinta por ciento del esfuerzo de ruptura.

C.- Se reduce el peso propio de la estructura considerablemente, con relación al peso de una estructura de concreto armado común.

D.- Se puede hacer el montaje eliminando la obra falsa, como si se tratara de acero estructural

E.- Da la posibilidad de substituir, modificar o ampliar las estructuras sin interrupción del servicio ventaja principalísima tratándose de puentes.

F.- El costo de conservación de las obras comparado con el de estructuras de acero, se reduce considerablemente.

11.- FORMA COMO SE ANALIZARA EL PROBLEMA.

Se tomará el caso específico del puente - - -
Z-96+00, cuya obra provisional aparece en el plano No.
la obra definitiva se estudiará con un caballete intermedio y --
dos extremos para apoyar dos traveses de concreto presforzado de -

13.00 M. de longitud, haciéndolo con pilotes octagonales colocados en "V".

12 .- ESTUDIOS DE CAMPO.

La Sección de Puentes, dependiente del Departamento de Vía y Estructuras de los Ferrocarriles Nacionales de México, es la encargada de la conservación de los puentes y -- obras de arte existentes en el sistema y del proyecto, construcción y/o supervisión de las estructuras nuevas.

La Empresa generalmente no destina partida -- para invertirse en estudios de campo, razón por la cual, el Ingeniero que proyecta una obra nueva, o modificaciones a las actuales, tiene que valerse de sus conocimientos prácticos y, sobre todo, debe basarse en experiencias anteriores.

Basta decir, que para la realización de estudios geológicos, únicamente se tiene una máquina perforadora de sondeos con la cual es imposible cubrir todas las obras en proyecto dada la amplitud del sistema ferroviario, menos aún, podría hablarse de contar con laboratorio de mecánica de suelos-- o laboratorios de materiales.

Como consecuencias de lo anterior, el Ingeniero de campo, que es el que en última instancia, resuelve los -- problemas inherentes a la realización de un proyecto determinado, se ve precisado a obrar con su mejor criterio para lograr --

tal fin.

Mencionaré únicamente los aspectos más importantes para el presente trabajo.

13.- ELECCION DEL CRUCE.

La elección del cruce queda gobernada por la situación actual de la vía férrea, salvo excepciones en que se ha modificado el trazo de la vía para mejorar sus alineamientos vertical y horizontal.

14.- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS E HIDRAULICOS.

No se realizaron, sin embargo, puede decirse que las obras definitivas que serán construídas tendrán un funcionamiento hidráulico satisfactorio, tal afirmación la formulando en consideración el comportamiento de las obras provisionales existentes.

15.- ESTUDIOS GEOTECNICOS.

Por las razones expuestas tampoco se llevaron a cabo, teniendo como resultado incertidumbre respecto a la cota hasta donde deben apoyarse los pilotes y de la resistencia real del terreno para cada caso en particular. Citaré como ejemplo lo ocurrido en el puente Z-96+000 en el cual ya fue aplicado el proyecto. Se había calculado que la capacidad de carga por pilote sería de unas 69 toneladas y al realizarse el hincado se observó

que la capacidad real fué de 42 toneladas por lo cual hubo de-
diseñarse un cellar que rodeara a los 5 pilotes que forman el-
caballete con el propósito de absorber la carga excedente y lo-
grar un mejor funcionamiento de conjunto por parte de los pilo-
tes, en caso de presentarse algún asentamiento diferencial.

CAPITULO 11
DISENO DE CABARETES

CABALLETE EXTREMO CON PIOTES EN "V" INVERTIDA.

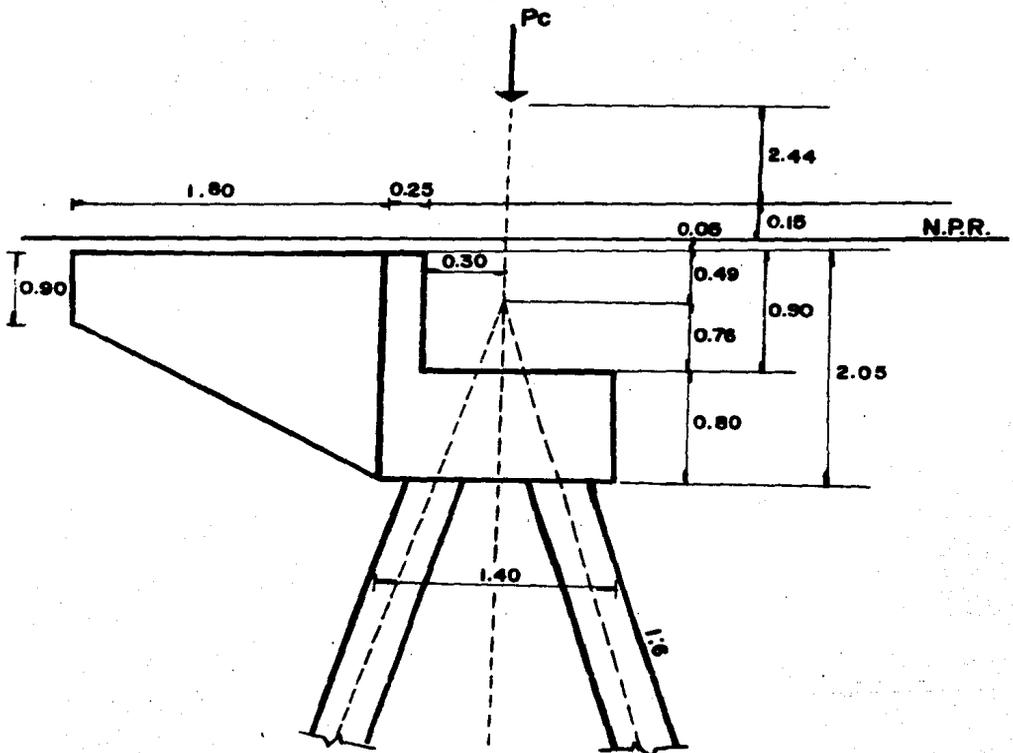


FIG.7

ESCALA 1:30

TRABAJO:
LUIS VELAZQUEZ PASTRANA.

Cálculo de caballete extremo en "V" invertida, para apoyar una trabe presforzada de 13.00 Mts. de longitud total, con cubeta balastada.

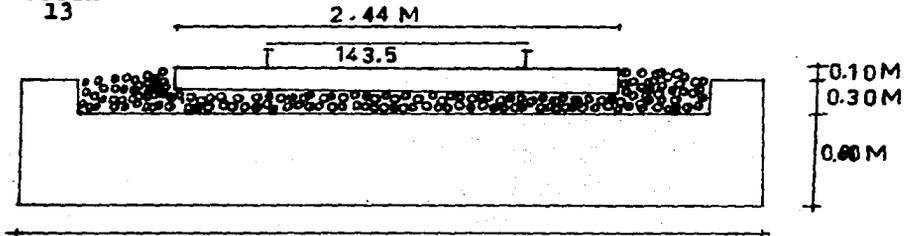
Los pilotes que se emplearán serán de sección octogonal de concreto presforzado, conforme al plano No. 1.

Longitud de la trabe = 12.50 M. = 41.01' c.a.c. de apoyos.

I.- Peso propio de la trabe.

Acero de refuerzo. - - - - - 296.20x4 = 1184.8 Kg. = 1.18TON
 Acero de presfuerzo. - - - - - 297.00x4 = 1188.0 Kg. = 1.19TON
 Acero de refzo.del Gda.Balasto 78.80x2 = 157.6 Kg. = 0.16TON
 Concreto simple. - - - - - (1.215x4+0.624x2)2.4 Kg. = 14.66TON
 17.19TON

$W_{pp} = \frac{17.19}{13} = 1.32 \text{ TON/M.}$



II.- Balasto. 366

$P_v = 1.92 \text{ TONS/M}^3$ peso volumétrico del balasto en sección reglamentaria de vía en tangente, cada metro lineal de vía -- lleva 1 M^3 de balasto.

$\therefore (3.36 \times 0.38 \times 1.00) - (0.09 \times 2) \cdot 1.92 = 2.11 \text{ TONS/M.}$

III.- Durmientes:

Se considerarán 2 piezas por cada metro lineal de vía, con un peso por pieza de 105 Kg. previendo que alguno de los casos existan durmientes de concreto.

$$\dots 2 \times 0.105 = 0.21 \text{ TONS/M.}$$

IV.- Vía y Accesorios:

138 Tons/Km. dato tomado del manual Monterrey con riel y accesorios de 112.3 Lbs/Yda.

$$\dots 0.14 \text{ TONS/M.}$$

Carga muerta total.

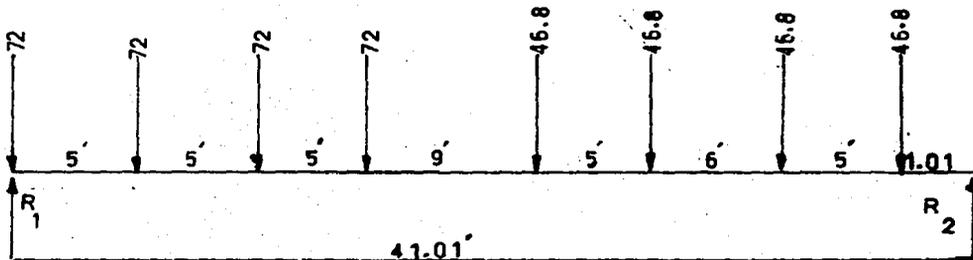
$$CM = 1.32 + 2.11 + 0.21 + 0.14 = 3.78 \text{ TONS/M.}$$

Reacción por carga muerta.

$$R_{cm} = \frac{CM \times L}{2} = \frac{3.78 \times 12.50}{2} = 23.63 \text{ TONS.}$$

Análisis de la carga móvil.

La condición para que se produzca la máxima reacción sobre el caballete extremo, es colocando un eje motriz en el eje de apoyos del propio caballete como se muestra en el siguiente diagrama:



$$\sum M_B = 0.$$

$$\therefore R_A \times 41.01' = 72 \times 41.01 + 72 \times 36.01 + 72 \times 31.01 + 72 \times 26.01 + 46.8 \times 17.01 + 46.8 \times 12.01 + 46.8 \times 6.01 + 46.8 \times 1.01.$$

$$R_A = 276.46 \text{ KIPS} = 125.51 \text{ TONS.}$$

Esta reacción también puede ser calculada empleando la tabla " LE FAX " No. 11-26 como a continuación se hace a modo de comprobación del cálculo de la reacción máxima por carga móvil.

$$\text{Para } 42' = 117.3 \text{ KIPS/CARRIL}$$

$$\text{Para } 41' = 115.2 \text{ KIPS/CARRIL}$$

$$\text{Para } 1' = 2.80 \text{ KIPS/CARRIL}$$

$$\text{Para } 0.01 = 2.80 \times 0.01 = 0.03 \text{ KIPS/CARRIL}$$

$$\text{Para } 41.01' = 115.2 + 0.03 = 115.23 \text{ KIPS/CARRIL}$$

Como esta tabla está calculada para una carga Cooper E-60 y en nuestro cálculo la requerimos para Cooper E-72.

$$115.23 \times 2 \times 1.2 = 276.55 \text{ KIPS} = 125.55 \text{ TONS.} =$$

Rcv.

Se multiplicó por dos para obtener la reacción por puente.

Como se ve el resultado obtenido es muy próximo al calculado sin ayuda de la tabla, para efectos de nuestro cálculo tomaremos el mayor.

Fuerzas horizontales longitudinales.

Especificación 8-2-5-7 del Manual del Area.

a) La fuerza longitudinal por tren será tomada como el 15% de la carga viva sin impacto.

b) Cuando los rieles son continuos (juntas soldadas) a través de-

todo el puente entre ejes de apoyos, la fuerza longitudinal - efectiva se tomará como $L/1200$ veces la fuerza especificada - en a) pero sin que el valor de $L/1200$ exeda de 0.80.

$$\therefore CV = 72 \times 4 + 4 \times 46.8 = 4.75 \text{ KIPS} = 215.74 \text{ TONS.}$$

$$\frac{L}{1200} = \frac{41.01'}{1200} = 0.03$$

Entonces, la fuerza horizontal longitudinal - valdrá.

$$Phl = 0.03 \times 0.15 \times 215.74 = 0.97 \text{ TONS.}$$

Esta fuerza estará aplicada a 8 pies arriba - del hongo del riel, por tanto, el brazo de palanca respecto al - punto de intersección de los ejes de pilotes será.

$$0.49 + 0.05 + 0.15 + 2.44 = 3.13 \text{ m.}$$

Fuerzas horizontales transversales.

Fuerzas de viento.

Especificación 8-2-5 del Manual A.R.E.A. será de 30 Lbs/ft² en la superestructura, aplicada en su centro de -- gravedad y de 300 Lbs/ft sobre la carga móvil, aplicada a 8 ft - arriba del hongo del riel.

Peralte de las trabes, incluyendo guarda ba-- lasto = 3.28'.

$$\therefore Vns = 30 \text{ Lbs/ft}^2 = 30 \times 4.89 = 0.15 \text{ TONS/m}^2.$$

$$\text{Area expuesta } 1.00 \times 13.00 = 13.00 \text{ M}^2.$$

Intensidad: $0.15 \times 13.00 = 1.95 \text{ TONS.}$, entre dos porque el caballete central toma la mitad.

$$Vns = 0.98 \text{ TONS.}$$

y sobre la carga viva.

$$vncv = 300 \times 21.32 = 6396 \text{ Lbs} = 2,903 \text{ TONS.}$$

También se tomó la mitad por la razón anterior.

Empujes de tierras

Se empleará la fórmula deducida de la teoría -- RANKINE-COULOMB para suelos friccionantes, muros de respaldo vertical sin fricción entre el muro y relleno. El empuje activo valdrá.

a) Sin sobrecarga.

$$E_t = \frac{1}{2} \frac{(1 - \text{sen} \phi)}{(1 + \text{sen} \phi)} \gamma M^2 \text{ en la que}$$

$\gamma = 1.6 \text{ TONS/M}^3$ peso volumétrico del relleno.

$\phi = 33^\circ 42'$ ángulo de reposo del material.

H = Altura del muro.

. . si llamamos K_A al coeficiente de empuje activo.

$$K_A = \frac{(1)}{(2)} \frac{(1 - \text{sen} \phi)}{(1 + \text{sen} \phi)} = \frac{(1)(1 - 0.55)}{(2)(1 + 0.55)} = 0.145.$$

$$E_t = 0.145 \times 1.6 \times 2.05 = 0.97 \text{ TONS/M.}$$

y en toda la dimensión del respaldo

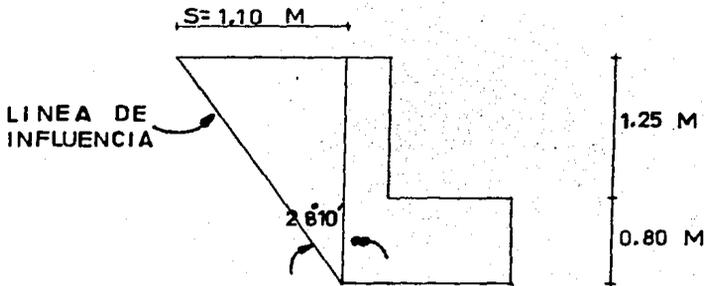
$$E_t = 0.97 \times 4.10 = 4.19 \text{ TONS.}$$

$$\text{Brazo} = \frac{2.05}{3} = 0.68 \text{ m.}$$

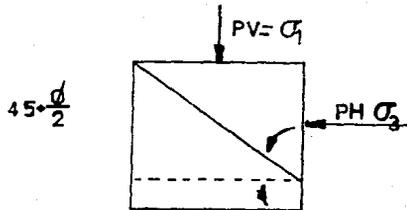
b) Con sobrecarga máxima, por carga viva.

$$E_{tsc_{cv}} = K_A \gamma H(H + 2H').$$

Donde H' es la altura de la sobrecarga.



La inclinación de las líneas de fluencia de una masa de suelo friccionante sujeta a empuje activo se presenta a $45^\circ = \frac{\phi}{2}$.



$$\therefore 90^\circ - (45^\circ + \frac{\phi}{2}) = 90^\circ - (45^\circ + \frac{33^\circ 42'}{2}) = 28^\circ 10'$$

Distancia longitudinal del área de sobre carga.

$$S = H \operatorname{tg} 28^\circ 10'.$$

$$\therefore S = 2.05 \times 0.53 = 1.10 \text{ M.}$$

Para obtener la distancia transversal del área de sobrecarga el A.R.E.A. Especificada en el Art. 8-2-3.3 "La carga viva para una vía simple actuando sobre la superficie superior de una estructura con cubeta balastada o bajo rellenos podrá ser tomada con una distribución lateral uniforme sobre un ancho igual a la longitud del durmiente de vía más el espesor del balasto y relleno de bajo del fondo del durmiente, limitado solamente por la extensión de la estructura".

$$\text{Longitud del durmiente} = 8' = 2.44 \text{ m.}$$

$$\therefore \text{Distancia transversal} = 2.44 + 2.05 = 4.49.$$

y el área de transmisión de la carga será

$$A = 1.10 \times 4.49 = 4.94 \text{ m}^2.$$

La altura de sobre-carga se determina con la expresión siguiente

$$H' = \frac{W}{\gamma A} \text{ en la cual}$$

W = Carga viva actuando en la distancia longitudinal.

γ = Peso volumétrico del material de relleno.

A = área de sobrecarga.

$$H' = \frac{72}{2.2 \times 1.6 \times 4.94} = 4.14 \text{ m.}$$

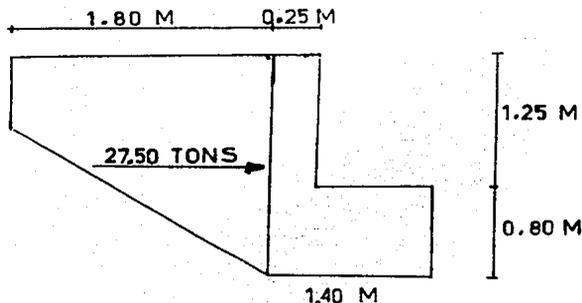
y el empuje valdrá:

$$E_{sc_{cv}} = 0.145 \times 1.6 \times 2.05 (2.05 + 2 \times 4.14) = 4.91 \text{ TON/M.}$$

$$\text{Brazo} = \frac{H^2 + 3HH'}{3(H + 2H')} = \frac{2.05^2 + 3 \times 2.05 \times 4.14}{3(2.05 + 2 \times 4.14)} = \frac{29.66}{30.99} = 10.96 \text{ M.}$$

Actuando sobre todo el respaldo.

$$E_{sc_{cv}} = 4.91 \times 5.60 = 27.50 \text{ TONS.}$$



Determinemos ahora los pesos muertos del cabezal, diafragma y falsos aleros, suponiendo para éstos dimensiones.

Cabezal.

$$P_c = (1.40 \times 0.80 \times 6.10) 2.40 = 16.40 \text{ TONS.}$$

Brazo respecto al eje del caballete = 0.0 M.

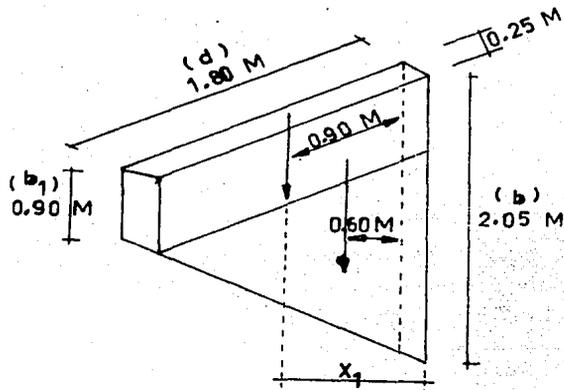
DIAFRAGMA:

$$P_d = 0.25 \times 1.35 \times 6.10 = 2.06 - 0.29 = 1.77 \times 2.4 = 4.25 - 3.36 \times 0.25 \times 0.35 = 2.29 \text{ TONS.}$$

$$\text{Brazo} = 0.125 + 0.05 + 0.25 = -0.425 \text{ M.}$$

Aunque el diafragma, en la realidad, tiene un resaque para darle continuidad a la vía, para efectos de cálculo lo supondremos como si no lo tuviese.

FALSOS ALEROS



BRAZO

$$x_1 = \frac{d(b + 2b_1)}{3(b + b_1)}$$

$$P_a = \frac{(0.90 + 2.05) 1.80 \times 0.25 \times 2.4}{2} = 1.59 \text{ TONS}$$

Alero 3.19 TONS LOS 2 ALEROS.

$$\text{BRAZO} = \frac{1.80(2.05 + 1.80)}{3(2.05 + 0.90)} = 0.78 + 0.25 + 0.30 = 1.33 \text{ M.}$$

Resumen de cargas.

A - Verticales.

SÍMBOLO	CARGAS (TONS)	BRAZO RESPECTO AL EJE DEL CABALLETE (m)	MOMENTO (TONS - m)
Rcm	23.63	0.0	0.0
Rcv	125.51	0.0	0.0
Pc	16.40	0.0	0.0
Pd	4.25	- 0.425	- 1.81
Pa	3.19	- 1.33	- 4.24
SUMAS	172.98		- 6.05
B.- Horizontales longitudinales con empuje de tierras sin sobrecarga.			
Fh1	0.97	+ 2.78	2.95
Et	4.19	- 0.91	- 5.11
SUMAS	5.16		- 2.16
C.- Horizontales longitudinales con empuje de tierras con sobrecarga máxima por carga viva.			
Fh1	0.97	+ 3.13	3.04
Etsc _{cv}	27.50	- 0.69	- 16.50
SUMAS	28.47		- 13.46
D.- Horizontales transversales.			
Vns	0.98	- 0.16	0.16
Vncv	2.90	3.13	9.08
SUMAS	3.88		8.92

Se analizarán las dos combinaciones de carga -
siguientes:

- I.- Cargas verticales mostradas en el cuadro -
(A) peso propio de los pilotes y fuerzas -
horizontales longitudinales con empuje de
tierras sin sobrecarga mostradas en el cua
dro (B).
- II.- Cargas verticales mostradas en el cuadro -
(A), peso propio de los pilotes y fuerzas -
horizontales longitudinales con empuje de
tierras con sobrecargas máxima por carga -
viva mostradas en el cuadro (C) dada la --
gran estabilidad del caballete en el senti
do transversal no se analizará para una --
combinación de cargas que incluya a las --
fuerzas horizontales transversales.

Caso I.-

Se supondrá que el caballete tendrá 10 pi
lotes de concreto presforzado, sección oc
togonal, de 12 m. de longitud cada uno de
los cuales tienen un peso de:

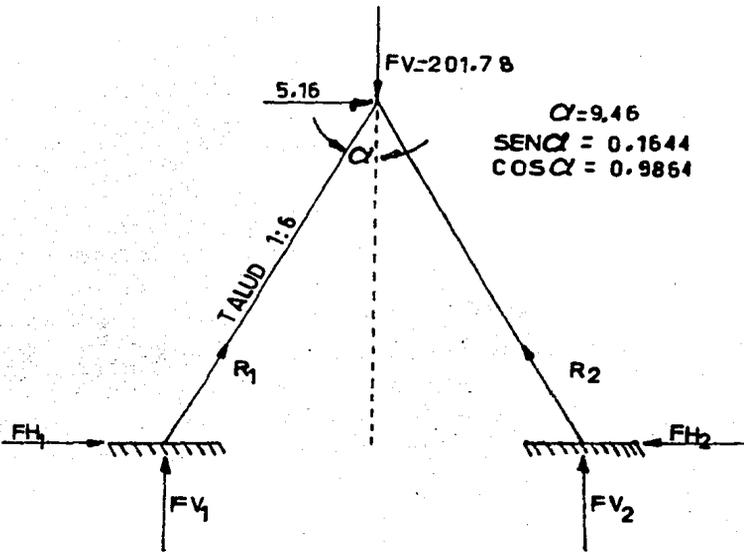
P_p = peso propio de pilotes.

Area de concreto del pilote, sección trans
versal = 1005 cm^2 .

Peso por metro lineal $0.10 \times 1.0 \times 2.4 = 0.24$ -
TONS.

$P_p = 0.24 \times 12 \times 10 = 28.8$ TONS.

$F_{vt} P_p = 172.98 + 28.8 = 201.78$ TONS.



posición de la resultante de las cargas.

$$e = \frac{\sum M_h - \sum M_v}{\sum F_v} = \frac{-2.16 + 6.05}{2.12} = 1.84 \text{ cms.}$$

Practicamente se puede considerar que cae en el eje del caballete, por lo que, en un pórtico triangular sometido a esta condición de carga carece de momentos flexionantes y las reacciones de los apoyos serán colineales a los ejes de los pilotes, pudiéndolas obtener a partir de las ecuaciones de equilibrio que proporciona la estática.

$$\sum F_v = 0$$

$$-F_v + F_{v1} + F_{v2} = 0 \text{ ----- 1}$$

$$\sum F_h = 0$$

$$+ FH + FH_1 - FH_2 = 0 \text{ ----- 2}$$

$$\text{Pero } Fv_1 = R_1 \cos \alpha$$

$$Fv_2 = R_2 \cos \alpha$$

$$FH_1 = R_1 \sin \alpha$$

$$FH_2 = R_2 \sin \alpha$$

Sustituyendo en (1) y (2)

$$-Fv + (R_1 + R_2) \cos \alpha = 0 \text{ ----- 1}$$

$$FH + (R_1 - R_2) \sin \alpha = 0 \text{ ----- 2}$$

Sumando ambas ecuaciones y resolviendo para R_1 y R_2

$$R_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{Fv}{\cos \alpha} - \frac{FH}{\sin \alpha} \right)$$

$$R_2 = \frac{Fv}{\cos \alpha} - R_1$$

y obteniendo valores numéricos para el caso .I

$$R_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{201.78}{0.9864} - \frac{5.16}{0.1644} \right) = 86.59 \text{ TONS.}$$

$$R_2 = \frac{201.78}{0.9864} - 86.59 = 117.97 \text{ TONS.}$$

y para el caso II.

$$R_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{201.78}{0.9864} - \frac{28.47}{0.1644} \right) = 15.70 \text{ TONS.}$$

$$R = \frac{201.78}{0.9864} - 15.70 = 188.86 \text{ TONS.}$$

Como se vé el caso 11 es más desfavorables por lo que lo consideraremos para fines de obtener el número de pilotes necesarios en el caballete.

En el segundo caso la resultante se encuentra situada a

$$e = \frac{-13.46 + 6.05}{2.12} = 3.50 \text{ Cm.}$$

Los pilotes del caballete transmitirán las cargas al terreno por fricción y por apoyo directo. Recurriendo a la tabla No. 10 del libro Foundations Of Structures de Clarence W. Dunham se estimaron los siguientes valores de trabajo:

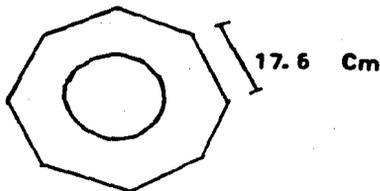
Por punta	= 30 TONS. INGLESAS
Por fricción	= 15 TONS. INGLESAS
	45 TONS. INGLESAS

$$45 \times 2000 \times 0.454 = 40860 \text{ Kgs.} = 40.86 \text{ TONS.}$$

$$\text{Número de pilotes} = \frac{188.86}{40.86} = 4.62 \quad 5.00$$

Se vé que el número supuesto de pilotes es correcto puesto que para absorber la reacción en la línea delantera son necesarios 5 pilotes, por tanto, se colocarán las 2 líneas de pilotes en "V" invertida con 5 pilotes cada una.

Podemos realizar una sencilla revisión en lo que se refiere al trabajo por fricción del pilote.



$$\text{Area lateral} = 17.6 \times 10 \times 100 = 17,600 \text{ cm}^2 = 1.76 \text{ M}^2/\text{ML}$$

De los resultados obtenidos en el hincado de pilotes de madera de 16" de diámetro en la obra provisional, se - - obtuvo una penetración de 7.00 ML., en la tabla aparecida en la - obra citada anteriormente, su autor presenta valores permisibles aproximados de fricción superficial en pilotes.

Para la arcilla blanda recomienda un valor de - 1.47 TONS/M²., para 30 pies de longitud de hincado.

. . 1.76 x 1.47 x 9.00 = 23.28 TONS. que coincide aproximadamente con el valor supuesto.

CABALLETE CENTRAL CON PILOTES EN "V" INVERTIDA

CABALLETE CENTRAL CON PILOTES EN "V" INVERTIDA

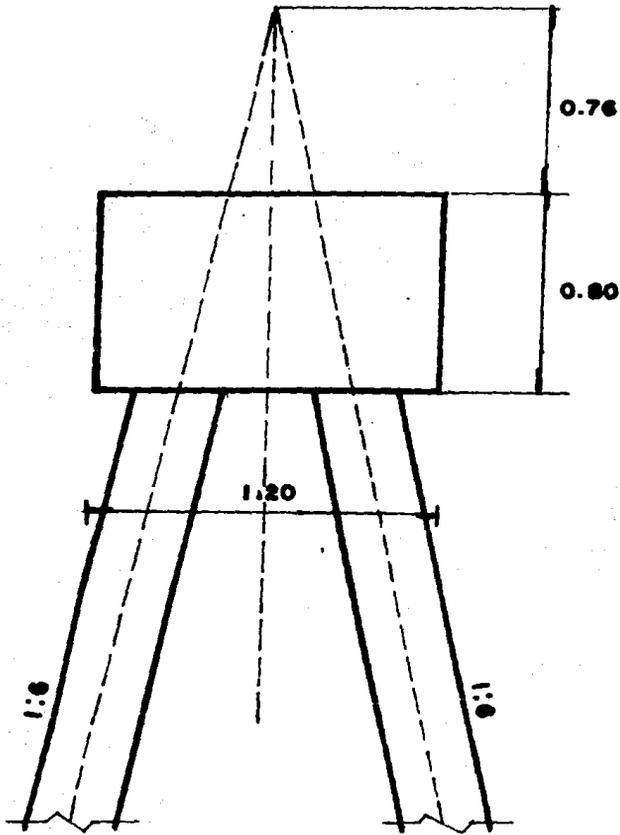


FIG. 8

ESCALA 1:20

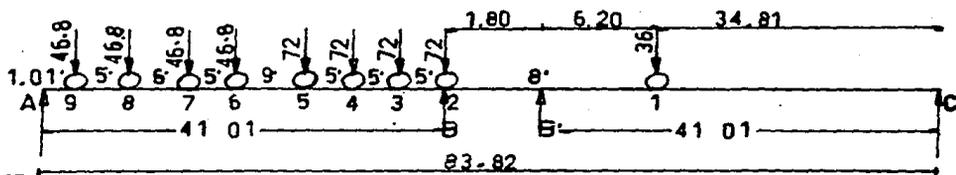
**TRABAJO:
LUIS VELAZQUEZ PASTRANA.**

Cálculo del caballete central en "V" invertida con pilotes presforzados de sección octogonal.

Se analizarán las condiciones siguientes:

- a) con un solo claro cargado.
- b) con ambos claros cargados.

Caso a)



$$\sum M_A = 0$$

$$R_B = \frac{72(41.01 + 36.01 + 31.01 + 26.01) + 46.8(17.01 + 12.01 + 6.01 + 1.01)}{41.01}$$

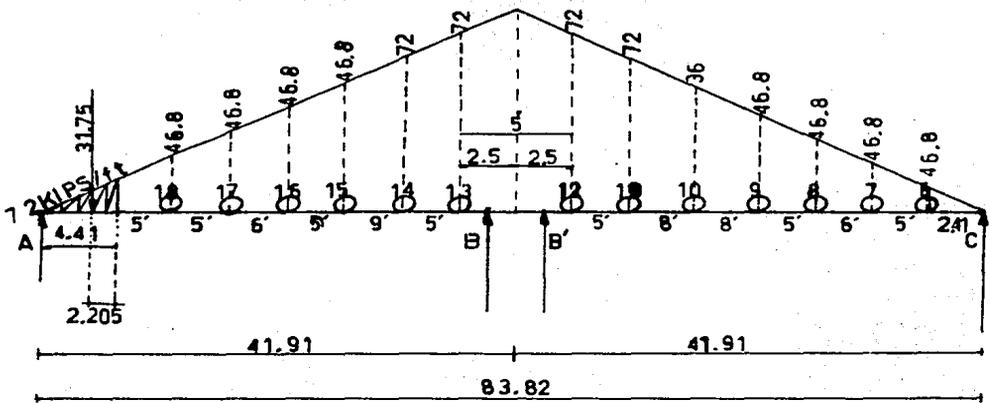
$$R_B = \frac{9650.88 + 1686.67}{41.01} = 276.46 \text{ KIPS } \approx 125.51 \text{ TONS}$$

$$\sum M_C = 0$$

$$R_B' = \frac{36 \times 34.81}{41.01} = \frac{1253.16}{41.01} = 30.56 \text{ KIPS } \approx 13.87 \text{ TONS}$$

$$R = 139.38 \text{ TONS}$$

Caso b) La situación del tren de carga que se presenta más desventaja para la estabilidad del caballete es la siguiente:



MEDIANTE LA LINEA DE INFLUENCIA ESTIMAREMOS EL VALOR DE LA REACCION EN EL CABALLETE CENTRAL

Mediante la línea de influencia estimaremos el -
valor de la reacción en el caballete central.

$$R = \frac{2,205 \times 31.75 + (9.41 + 14.41 + 20.41 + 25.41)46.8 + (34.41 + 39.41)72 + (2.41 + 7.41 + 13.41 + 18.41)46.8 + (26.41)36 + (34.41 + 39.41)72}{41.91} = \frac{16858.75}{41.91} =$$

402.26 KIPS.

Rev = 182.63 TONS.

Carga muerta, la reacción en el caballete cen- -
tral será el doble de la estimada para el caballete de extremo.

$$R_{cm} = 23.63 \times 2 = 47.26 \text{ TONS.}$$

$$p_c = 16.40 \text{ TONS.}$$

$$Rev = 182.63$$

$$P_p = 0.24 \times 12 \times 10 = \frac{28.80 \text{ TONS.}}{275.09 \text{ TONS.}}$$

Se supuso que el caballete es estable con dos lí-
neas de 3 pilotes cada una.

Fuerzas horizontales longitudinales.

$$\frac{L}{1200} = \frac{83.82}{1200} = 0.07$$

$$F_{ml} = 0.07 \times 0.15 (4 \times 72 + 8 \times 46.8 + 36 + 31.75) = 7.66 \text{ KIPS} = 3.48 \text{ TONS.}$$

Esta fuerza se tomará a la mitad porque el otro 50% la absorbe el-
caballete extremo.

$$F_{ml} = 1.74 \text{ TONS.}$$

Aplicada a 8 pies arriba del hongo del riel, por --
tanto, el brazo respecto a la intersección de ejes de pilotes es:

$$- 2.44 + 0.15 + 0.49 + 0.05 = 3.13 \text{ m.}$$

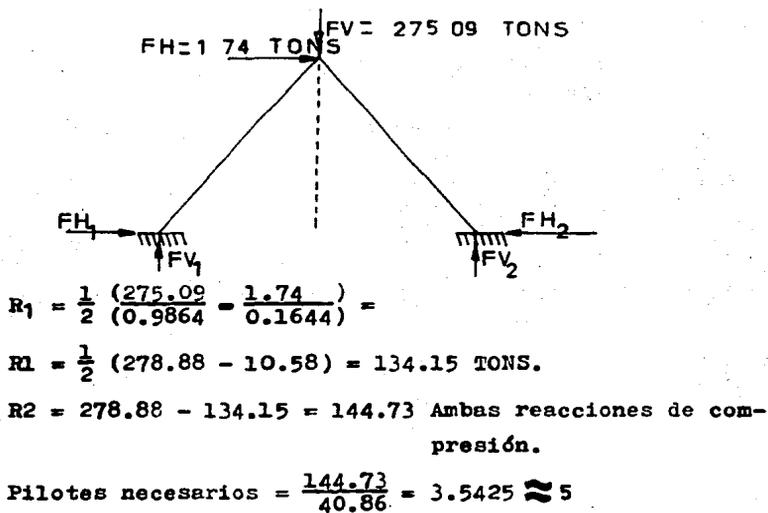
Momento:

$$M_{hl} = 1.74 \times 3.13 = 5.44 \text{ TONS.-M.}$$

Posición de la resultante:

$$e = \frac{5.44}{2.75} = 1.96 \text{ cm.}$$

Se analizará exclusivamente con carga vertical y fuerzas horizontales longitudinales, ya que dada la pequeña magnitud de las fuerzas horizontales transversales, éstas las absorben holgadamente las dos líneas de pilotes.



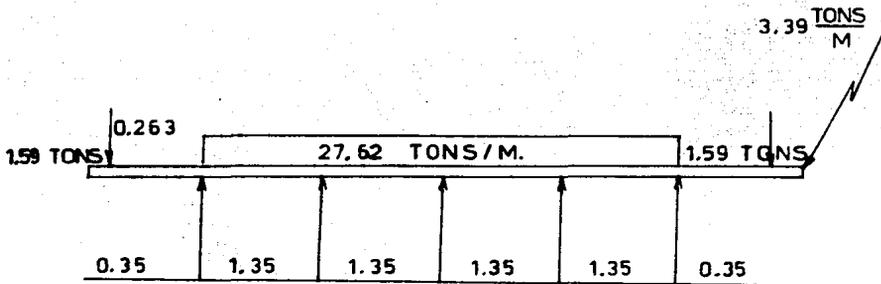
.. Es correcto el número supuesto de 10, o sea, 2 líneas de 5 pilotes cada una

A.- DISEÑO DEL CABEZAL EXTREMO

B.- CALCULO DEL DIAFRAGMA Y FALSOS ALEROS

C.- CALCULO DEL CABEZAL EXTREMO

a) - DISEÑO DEL CABEZAL EXTREMO



Análisis de las cargas que actuarán

$$R_{cm} + R_{cv} = 23.63 + 125.51 = 149.14 \text{ TONS}$$

Esta carga será distribuida sobre el cabezal, en un ancho de 5.40 f. Practicamente se puede considerar actuando entre los puntos B y J.

$$\dots \frac{149.14}{5.40} = 27.62 \text{ TONS/M.}$$

Peso propio del cabezal y diafragma.

$$16.40 + 4.25 = 20.65 \text{ TONS.}$$

Repartidos en ancho de 6.10 M.

$$\dots \frac{20.65}{6.10} = 3.39 \text{ TONS/M.}$$

El peso de los falsos aleros será una carga concentrada.

$$\frac{3.19}{2} = 1.595 \text{ TONS, cada alero.}$$

El problema que se encuentra al diseñar los cabezales de concreto reforzado de los caballetes, estriba en determinar los momentos flexionantes que se generan con la actuación de las cargas de servicio.

Podría pensarse en hacerlo mediante el método de cross, -- considerándolo como viga continua, o bien, como formando parte de un marco de tres crujeas y un solo nivel, sin embargo, no se hizo así por estimar que los resultados no son congruentes con la realidad debido a la pequeña magnitud de la longitud de las barras comparada con su peralte, teniéndose realmente una pieza corta.

Por esta razón y pretendiendo llegar a resultados que a la vez que no disten mucho de lo que sucede efectivamente en la estructura estén dentro de la seguridad, se establecerá para efec-

tos de este cálculo que debido a la gran rigidez del cabezal la carga actuante se reparte equitativamente en cada pilote.

SUMA: de cargas muerta y carga viva. - - - - 149.14 TONS.
 Peso propio cabezal y diafragma. - - - - 20.65 TONS.
 Peso de los falsos aleros. - - - - - 3.19 TONS.
 172.98 TONS.

$$\therefore \frac{172.98}{5} = 34.60 \text{ TONS.}$$

MOMENTO FLEXIONANTE MAXIMO.

$$M_B = \frac{3.39 \times 0.35^2}{2} - 1.595 \times 0.263 = - 0.63 \text{ TON-M.}$$

$$M_C = - \frac{3.39 \times 1.025^2}{2} - 1.595 \times 0.938 - \frac{27.62 \times 0.675^2}{2} + 34.60 \times 0.675 =$$

$$M_C = 13.79 \text{ TON-M.}$$

$$M_D = - \frac{3.39 \times 1.7^2}{2} - 1.595 \times 1.613 - \frac{27.62 \times 1.35^2}{2} + 34.60 \times 1.35 = 14.07 \text{ TON-M}$$

$$M_E = - \frac{3.39 \times 2.375^2}{2} - 1.59 \times 2.288 - \frac{27.62 \times 2.025^2}{2} + 34.60 \times 2.025 = 0.235 \text{ TON-M}$$

CORTANTE MAXIMO.

$$V_B = - 3.39 \times 0.35 - 1.595 = - 2.78 \text{ TON-M.}$$

$$V_B = - 2.78 + 34.60 = 31.82 \text{ TONS.}$$

$$V_D = 31.82 - (27.62 + 3.39) 1.35 = - 10.04 \text{ TONS.}$$

$$V_D = 10.04 + 34.59 = 24.55 \text{ TONS.}$$

$$V_F = 24.55 - (27.62 + 3.39) 2.7 = - 59.18 \text{ TONS.}$$

$$V_F = - 59.18 + 34.59 = - 24.59 \text{ TONS.}$$

DATOS PARA EL DISEÑO.

$$F'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$n = 12$ (La relación de módulos para concretos entre 2500 y 3000-Lbs/in². según manual A.R.E.A.)

$$f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2.$$

OBTENCION DE LAS CONSTANTES DE CALCULOS:

$$f_c = 0.45 f'_c = 200 \times 0.45 = 90 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$K_b = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1400}{12 \times 90}} = 0.435$$

$$J_b = 1 - \frac{K_b}{3} = 0.855$$

MOMENTO RESISTENTE DE LA SECCION:

$$MR = \frac{1}{2} f_c K_b J_b b d^2.$$

$$MR = 0.5 \times 0.90 \times 0.435 \times 0.855 \times 140 \times 75^2 = 131,800.92 \text{ Kg-cm}$$

$$MR = 132 \text{ T - M=}$$

El momento actuante es mucho menor que el momento resistente de la sección entonces se trata de una viga peraltada, sin embargo, podemos utilizar las constantes de cálculo de la sección balanceada, sin incurrir en error considerable en el cálculo del área de acero.

Revisión del peralte por flexión.

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}}$$

$$R = 0.5 \times 0.90 \times 0.435 \times 0.855 = 16.74$$

REVISION DEL PERALTE POR FLEXION

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}}$$

$$R = 0.5 \times 0.90 \times 0.435 \times 0.855 = 16.74$$

$$d = \sqrt{\frac{1407000}{125 \times 16.74}} = \sqrt{672.40} = 25.93 \text{ cm } 80$$

Cálculo del área de acero.

$$As = \frac{M}{fs \cdot jd} = \frac{1407000}{1400 \times 0.855 \times 140} = \frac{1407000}{167580} = 8.40 \text{ cm}^2.$$

Por especificación el área de acero por temperatura.

$$Ast = 0.0025 \text{ bd.}$$

$$Ast = 0.0025 \times 140 \times 75 = 26.25 \text{ cm}^2.$$

Se colocarán 6 varillas del número 7 (7/8") en dos lechos - con el fin de obtener la mayor rigidez posible logrando con esto que las cargas se transmitan a los pilotes con uniformidad.

REVISION POR CORTANTE.

$$V = \frac{V}{bd} = \frac{31 \ 820}{140 \times 75} = 3.03 \text{ Kg/cm}^2.$$

Cortante que toma el concreto.

$$Vc = 1.1 \sqrt{2 \ 840} = 58.62 \text{ Lbs/in}^2 = 4.13 \text{ Kg/cm}^2.$$

Sin embargo se colocarán estribos A $\frac{d}{4}$ por especificación - del manual A.R.E.A. cuando el esfuerzo cortante sea inferior - - a $3 \sqrt{f'c} = 3 \sqrt{2840} = 159.87 \text{ Lb/in}^2 = 11.26 \text{ Kg/cm}^2$ y cuando exceda de este valor se colocarán A $\frac{d}{4}$, por tanto según esto deberán-

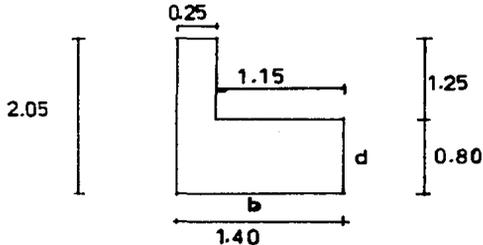
espaciarse A:

$$\frac{d}{2} = \frac{75}{2} = 37.5 \text{ CM.}$$

CORTANTE.

Para la fabricación de los estribos se utilizará varilla - del No. 6 (3/4").

b).- Revisaremos ahora las secciones propuestas para el diafragma y los falsos aleros.



Empuje de tierras con sobrecarga viva máxima.

$$ET_{Su} = 4.91 \text{ TON/M.}$$

$$M = \frac{4.91 \times 1.25^2}{2} = 3.84 \text{ TON-M.}$$

$$d = \sqrt{\frac{384000}{16.74 \times 100}} = 15.15 \text{ cm.}$$

$$As = \frac{384000}{1400 \times 0.855 \times 20} = 16.04 \text{ cm}^2.$$

Utilizando varillas de 3/4" de diámetro, con una separación de

$$\text{sep} = \frac{287}{16.04} = 18 \text{ cm.}$$

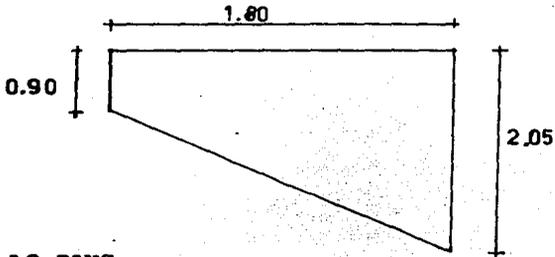
Las varillas serán colocadas a cada 20 cm. c.a.c.

Serán colocadas a cada 20 cm. c.a.c.: Sin embargo, con el fin de evitar cortes en las varillas y lograr que el diafragma trabaje perfectamente empotrado en el cabezal, los estribos de este último y el armado principal del diafragma se harán corriendo de la misma varilla, como aparece en el plano respectivo, modificándose la separación de los estribos de 37.5 cm. a 20 cm.

$$A_{st} = 0.0025 \times 125 \times 20 = 6.25 \text{ cm}^2.$$

Con 3 varillas del No. 4 (1/2") en cada lecho.

Falsos aleros se considerará exclusivamente el empuje de tierras sin sobrecarga.



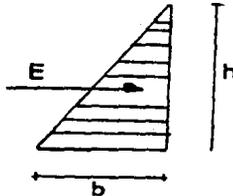
$$E_T = 4.19 \text{ TONS.}$$

A continuación se obtiene el diagrama de presiones para una altura de alero máxima de 2.05 m. el diagrama de empuje unitario será un triángulo, dicho empuje para material arenoso es.

$E = 0.086 w h^2$. Ahora bien, se llamará "b" a la ordenada máxima del triángulo de presión, y "h" a la altura del mismo

$$0.086 w h^2 = \frac{bh}{2}$$

$$\therefore b = \underline{0.086 w \times 2} = 0.172 w h$$

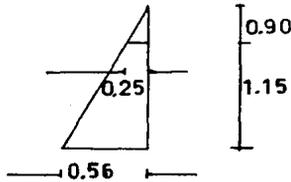


Para $h = 0.90 \text{ m.}$ (en el extremo del falso alero)

$$b_0 = 0.172 \times 1.60 \times 0.90 = 0.25 \text{ TONS/M}^2$$

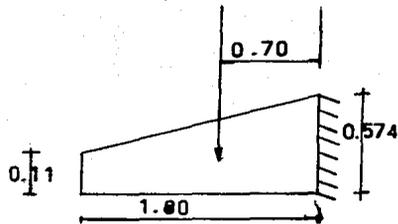
Para $h = 2.05 \text{ m.}$ (altura en el empotramiento con cabezal y diafragma).

$$b_1 = 0.172 \times 1.60 \times 2.05 = 0.56 \text{ TONS/M}^2.$$



$$W_1 = \frac{0.25 \times 0.90}{2} = 0.11 \text{ TONS/M.}$$

$$W_2 = \frac{0.56 \times 2.05}{2} = 0.574 \text{ TONS/M.}$$



$$\text{Brazo} = 1.80 - \left[\frac{1.80 \times 0.11 + 2 \times 0.574}{3 \times (0.11 + 0.574)} \right] = 0.70 \text{ m.}$$

$$M = (0.11 + 0.574) \times \frac{1.80}{2} \times 0.70 = 0.43 \text{ TONS-M.}$$

$$d = \sqrt{\frac{43000}{1674}} = 5.07 \text{ 20 cm.}$$

$$As = \frac{43000}{1400 \times 0.855 \times 20} = 1.80 \text{ cm}^2.$$

Se considerará ahora empuje de tierras con sobrecargas por vía, accesorios y balasto.

NOTAS

Balasto. - - - - - 2.11 TONS/M. (Distancia longitudinal del
 Durmientes. - - - - - 0.21 " " área de sobrecarga)
 Vía y Accesorios. - - - 0.14 " " S= Htg 28° 10'
 . . S= 2.05 x 0.53 = 1.09

$$\frac{(2.11 - 0.21 + 0.14) 1.80}{2.46} = 4.43 \text{ TONS. Longitud del durmiente--}$$

$$H' = \frac{W}{\gamma A} = \frac{4.43}{1.6 \times 4.89} = 0.57 \text{ M.}$$

8° = 2.44 distancia --
 transversal = 2.44 + 2.05 =
 4.49 m. y el área de --
 transmisión de la carga--
 será

$$A = 1.09 \times 4.49 = 4.89$$

Para $h = 0.90 + 0.57 = 1.47$ M. (en el extremo falso alero).

$$w_0 = 0.172 \times 1.60 \times 1.47 = 0.40 \text{ TONS/M}^2.$$

$$w_0 = \frac{0.40 \times 1.47}{2} = 0.29 \text{ TONS/M}.$$

$$h = 0.57 + 2.05 = 2.62 \text{ M}.$$

(Empotramiento falso alero con diafragma y cabecal)

$$w_1 = 0.172 \times 1.60 \times 2.62 = 0.72 \text{ TON/M}^2.$$

$$w_1 = \frac{0.72 \times 2.62}{2} = 0.94 \text{ TON/M}.$$

$$\text{Brazo} = \frac{1.80}{3} \times \frac{0.29 + 2 \times 0.94}{0.29 + 0.94} = 1.06 \text{ M. (medido del extremo del-} \\ \text{falso alero).}$$

$$\text{Brazo} = 1.80 - 1.06 = 0.74 \text{ M}.$$

$$M = \frac{0.29 + 0.94}{2} \times 1.80 \times 0.74 = 0.82 \text{ TON-M}.$$

$$d = \sqrt{\frac{82\,000}{1674}} = 6.99 \text{ cm} < 20 \text{ cm}.$$

$$A_s = \frac{82\,000}{1400 \times 0.855 \times 20} = 3.43 \text{ cm}^2.$$

$$n_0 = \frac{3.42}{1.27} = 2.69$$

$$sep = \frac{127}{3.42} = 37.13$$

Empleando varilla de 1/2" la separación resulta a cada 37 cm. pero ya que la carga móvil a una profundidad de 1.66 M. influirá sobre el falso alero, éstas serán colocadas a cada 20 cm

$$A_{st} = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}.$$

Se colocarán 5 varillas de 1/2" de diámetro por cada metro lineal, a cada 25 cm.

C).- Cabezal central.

Será de concreto reforzado y tendrá las dimensiones especificadas en el plano No.

$$R_{cm} = 23.63 \times 2 = 47.26 \text{ TONS.}$$

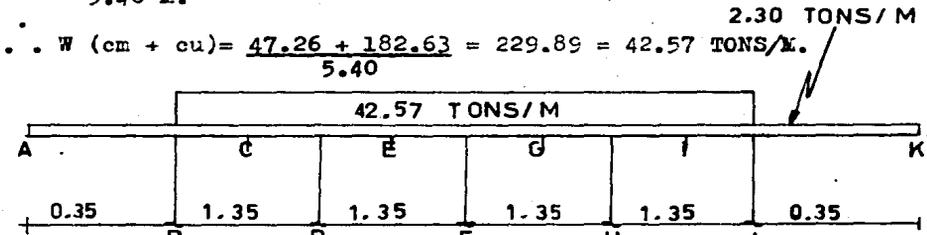
$$R_{cv} = 182.63 \text{ TONS.}$$

Con ambos claros cargados, que es cuando se produce la máxima reacción sobre el mismo.

Peso propio del cabezal.

$$W_{pp} = 1.20 \times 0.80 \times 2.40 = 2.30 \text{ TON/M} \times 6.10 \text{ M} = 14.03 \text{ TONS}$$

Las cargas: Muertas y viva se repartirán en un ancho de -- 5.40 M.



Haciendo la misma consideración que en el cabezal extremo, es decir, que las cargas se reparten por igual en cada uno de los pilotes se tiene:

$$R_{\text{pilotes}} = \frac{47.26 + 182.63 + 14.03}{5} = \frac{243.92}{5} = 48.78 \text{ TONS.}$$

MOMENTO FLEXIONANTE.

$$M_B = -2.30 \times \frac{0.35^2}{2} = -0.14 \text{ TONS-M}$$

$$M_C = -2.30 \times \frac{1.025^2}{2} - \frac{42.57 \times 0.675^2}{2} + 48.78 \times 0.675 = 22.02 \text{ TONS-M}$$

$$M_D = -2.30 \times \frac{1.7^2}{2} - \frac{42.57 \times 1.35^2}{2} + 48.78 \times 1.35 = 23.74 \text{ TONS-M}$$

$$M_E = -2.30 \times \frac{2.375^2}{2} - \frac{42.57 \times 2.025^2}{2} + 48.78 \times 2.025 = 5.01 \text{ TONS-M}$$

$$M_F = -2.30 \times \frac{3.05^2}{2} - 42.57 \times 2.7 + 48.78 \times 2.70 = -34.14 \text{ TONS-M}$$

CORTANTE

$$V_B = - 2.30 \times 0.35 = - 0.805 \text{ TONS.}$$

Obtención

$$W(\text{cm}+\text{cu}) = \frac{229.89}{5.40} = 42.57 \text{ T/M.}$$

$$V_B = - 0.805 + 48.78 = + 47.98 \text{ TONS.}$$

$$V_D = + 47.98 - (42.57 + 2.30)1.35 = -12.59 \text{ TONS}$$

$$R_{\text{pilotes}} = \frac{243.92}{5} = 48.78 \text{ TONS}$$

$$V_E = - 12.59 - (42.57 + 2.30) 2.70 = - 133.74 \text{ TONS.}$$

$$V_F = - 133.74 + 48.78 = - 84.96 \text{ TONS.}$$

REVISION DEL PERALTE POR FLEXION.

$$d = \sqrt{\frac{2374000}{120 \times 16.74}} = \sqrt{1181.80} = 34.38 \text{ CM.}$$

CALCULO DEL AREA DE ACERO.

$$A_s = \frac{2374000}{1400 \times 0.855 \times 75} = 23.44 \text{ cm}^2.$$

Serán colocadas 7 varillas del No. 8 (1") a cada 21.6 cm.

Estribos.

Esfuerzo cortante actuante.

$$V = \frac{V}{bd} = \frac{47.980}{120 \times 75} = 5.33 \text{ Kg/cm}^2.$$

CORTANTE QUE ABSORBE EL CONCRETO.

$$V_c = 4.13 \text{ Kg/cm}^2.$$

CORTANTE A TOLAR CON ESTRIBOS.

$$5.33 - 4.13 = 1.20 \text{ Kg/Cm}^2.$$

Empleando estribos de dos ramas, a cada 25 cm., el área total de refuerzo en el alma en una distancia "S" medida en dirección paralela al refuerzo longitudinal será:

$$A_v = \frac{1.20 \times 120 \times 75 \times 25}{1400 \times 0.855 \times 75} = 3.00 \text{ cm}^2.$$

Para la fabricación de los estribos se utilizará varilla del NO.6 (3/4")

CAPITULO III.
DISEÑO DE TRABES DE CONCRETO PRESFORZADO.

CALCULO DE LAS TRABES.

- 1.- DATOS.
- 2.- CARACTERISTICAS DE LA SECCION.
- 3.- CARGAS Y MOMENTOS FLEXIONANTES.
- 4.- DEDUCCION DE ESFUERZOS.
- 5.- CORTANTES.
- 6.- REVISION DE LAS FLECHAS.
- 7.- REVISION DEL TIPO DE FALLA EN LA TRABE.
- 8.- REVISION A LA RUPTURA.

1.- Datos.

Longitud total = 13.00 M.

Longitud de c.a.c. de apoyo = 12.50 M.

$f'c = 400 \text{ Kg/Cm}^2$

$f'ci = 0.8 \times 400 = 320 \text{ Kg/Cm}^2$

$f's = 18,500 \text{ Kg/Cm}^2$

$f'si = 13,000 \text{ Kg/Cm}^2$

$f_{st} = 11,000 \text{ Kg/Cm}^2$

Donde;

$f'ci$ - Es la resistencia del concreto en la transferencia.

$f's$ - Resistencia última en tensión del acero.

$f'si$ - Esfuerzo inicial de tensión en el acero.

f_{st} - Esfuerzo de trabajo.

a).- Esfuerzo inicial de tensión permisible en la fibra superior.

$$\text{Apoyo } \sigma_{ti} = 0$$

Las Especificaciones A.R.E.A., en 8-17-6-4., permite en miembros provistos de acero de refuerzo no presforzados

$\sigma_t = \sqrt{f'ci}$... suponiendo el cálculo sobre una sección sin agrietar y cuando el $f'ci > 0.75 f'c$, pero cuando se considere la existencia de tales grietas en las fibras superiores atribuibles a una deficiencia en el proceso de curado, o por otras razones, entonces $\sigma_t = 0$

b).- Esfuerzos permisibles de compresión inicial en la en la fibra inferior.

$$\text{Apoyo } \sigma_{ci} = 0.60 f'ci = 0.60 \times 320 = 192 \text{ Kg/Cm}^2$$

Especificación A.R.E.A. 8-17-6-4.

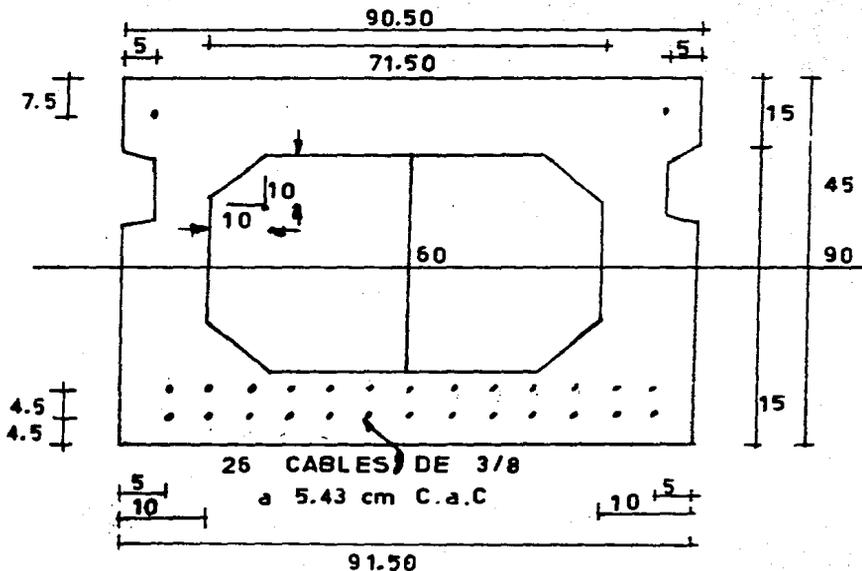
c).- Esfuerzo permisible de compresión final en la fibra superior.

Centro del claro $\sigma_c = 0.40 f'c = 0.40 \times 400 = 160 \text{ kg/Cm}^2$
Especificación 8-17-b-4.

Para obviar el cálculo generalizaremos la magnitud de las pérdidas, suponiendolas igual a un 20% o sea.

$$P = 0.80 P_0$$

2.- La sección tendrá las siguientes características:



Símbolo	Áreas Positivas Cm	Áreas Negativas Cm	Y_1 Cm	+ $A_i Y_i$	- $A_i Y_i$
A_1		9.00	1		9.00
A_2	1372.50		7.5	10273.93	
A_3	100.00		18.33	1833.00	
A_3'	100.00		51.67	5167.00	
A_4	960.00		56.00	53760.00	
A_5	180.00		43.20	7776.00	
A_6	6.25		35.66	222.87	
A_7		2.25	55.50		124.87
A_8	1357.50		62.50	84843.75	
Sumas	4076.25			163876.57	133.87

$$163,876.57 - 133.87 = 163,742.70$$

$$Y_i = \frac{163,742.70}{4,076.25} = 40.17 \text{ Cm}$$

$$Y_s = 49.83 \text{ Cm}$$

Recordando el Teorema de Jacob Steiner, o de los ejes paralelos se tiene.

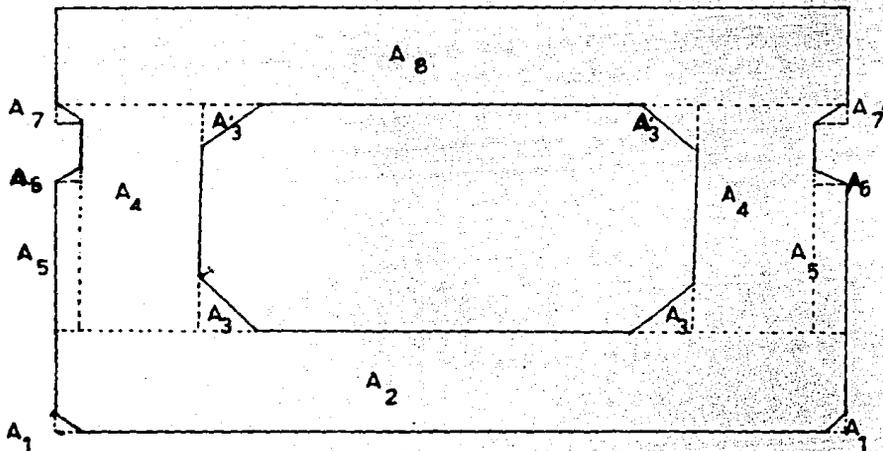
$$I_{cgc} = \sum_{i=1}^n I_i + \sum_{i=1}^n A_i (d_i)^2 = \sum_{i=1}^n [I_i + A_i (d_i)^2]$$

Momento de Inercia Centroidal (i) de la sección.

I_{cgc} .

- I_i - Momento de inercia del elemento (i) respecto a su eje centroidal.
 A_i - Area del elemento (i).
 D_i - Distancia entre los ejes centroidal de toda la sección y el eje centroidal del elemento (i).

La sub-división de la sección en área parciales, para efectos de cálculo de la posición del eje centroidal y del momento de inercia se muestra a continuación.



	$I_i \text{ Cm}^4$	$A_i \text{ Cm}^2$	$d_i \text{ Cm}$	$d_i^2 \text{ Cm}^2$	$A_i d_i \text{ Cm}^3$	$I_i + A_i d_i^2 \text{ Cm}^4$
1	4.50	9.00	43.65	1905.32	17,147.88	- 17,152.38
2	25,734.38	1,372.50	37.50	1406.25	1930078.10	1955812.50
3	555.55	100.00	16.32	266.34	26634.00	27189.55
3'	555.55	100.00	17.02	289.68	28968.00	29523.55
4	270.00	960.00	0.52	0.27	259.20	270259.20
5	37968.75	180.00	0.90	0.81	145.80	38114.55
6	2.17	6.25	0.60	0.36	2.25	4.42
7	0.28	2.25	20.00	400.00	900.00	- 900.28
8	25453.13	1357.50	37.50	1406.25	1930078.10	1955812.50
	Sumas	3661.25				4276715.80
						18052.66
						4'258663.60

$$I_{cg} = 4 \ 258,663.60$$

Modulo resistente para las fibras alosadas arriba y abajo del eje centroidal.

$$S_s = \frac{4 \ 258,663.60}{49.83} = 85,463.85$$

$$S_i = \frac{4 \ 258 \ 663.60}{40.17} = 106,016.02$$

Peso propio de la trabe

$$\frac{1.32}{4} = 0.33 \text{ TONS/M. (del primer cálculo)}$$

Factor de momentos

$$F = \frac{L^2}{8} = \frac{12.50}{8} = 19.53$$

3.- Cargas y momentos flexionantes

a.- Carga muerta

Peso propio

$$w_{pp} = 0.33 \text{ TONS/M.}$$

$$\text{Reacciones } R_A = R_B = \frac{WL}{2} = 0.33 \times 12.50 = 4.13 \text{ TONS.}$$

$$M_{pp} = Fw = 19.53 \times 0.33 = 6.44 \text{ TONS-M.}$$

CARGA PERMANENTE.

Balasto. - - - - -	2.11
Durmientes. - - - - -	0.21
Vía y Acces. - - - - -	0.14
Parapetos. - - - - -	0.26
	<u>2.72</u> TONS/M.

Por cada trabe sería:

$$\frac{2.72}{4} = 0.68 \text{ TONS/M.}$$

$$\text{Reacciones } R_A = R_B = 0.68 \times 4 = 2.72 \text{ TONS.}$$

$$M_{cp} = 19.53 \times 0.68 = 13.28 \text{ TONS-M.}$$

b.- Carga viva

Recurriendo a la tabla Lefav 11-626 se observa que para una -- longitud de 41.01' ft el momento es el siguiente.

Mv60 - Momento flexionante máximo para carga cooper

E-60

$$\text{Para } 42 \text{ ft} = 1070.40$$

$$\text{Para } 41 \text{ ft} = 1027.00$$

$$\text{Para } 1 \text{ ft} = 43.4 \text{ KIPS/ft/Riel}$$

$$\text{para } 01 \text{ ft} = 43.4 \times 0.01 = 0.434 \text{ KIPS/ft/Riel}$$

$$\text{para } 41.01 \text{ ft } 1027.00 + 0.434 = 1027.43 \text{ KIPS/ft/Riel}$$

Mv72 - Momento flexionante máximo para carga cooper E-72

$$Mv72 = \frac{1027.43 \times 1.2 \times 0.3048}{2.2} = 170.81 \text{ TONS-M/Riel}$$

y por cada una de las trabes tendremos:

$$\frac{170.81}{2} = 85.41 \text{ TONS-M.}$$

Impacto: Especificación 8-17-26-6 manual A.R.E.A. las fuerzas de impacto serán calculadas con las siguientes fórmulas.

$$I = 35 - \frac{L^2}{500} \text{ con mínimo de } 20\%$$

I - Porcentaje de la carga viva por impacto

L - Longitud c.a.c. de apoyos, medido en pies.

$$I = 35 - \frac{1681.82}{500} = 31.64\%$$

$$MI = 85.41 \times 0.316 = 26.99 \text{ TONS-M.}$$

Viento sobre la carga viva. Actuará con una intensidad de 0.446 --

TONS/M. aplicado a 8 ft arriba del hongo del riel (especificación 8-2-5-6 Manual A.R.E.A.)

$$W_{\text{volt.}} = 0.446 \times 2.44 = 1.09 \text{ TONS.}$$

La sobrecarga por riel debida al efecto producido por el viento será

$$\frac{1.09}{1.43} = 0.76 \text{ TONS/M.}$$

y por cada una de las traves

$$\frac{0.76}{2} = 0.38 \text{ TONS/M.}$$

El momento debido a esta carga volteante valdrá

$$Mc.\text{volt.} = 0.38 \times 19.53 = 7.42 \text{ TONS-M.}$$

RESUMEN DE MOMENTOS.

Símbolo	Momento T-M	Símbolo	Momento [T-M]
Mpp	6.44	Mv72	85.41
Mcp	13.28	M ₁	26.99
		Mc.volt.	7.42
SUMAS	Mcm= 19.72	Mcv.	119.82

Momento total.

$$M_{\text{total}} = M_{\text{cm}} + M_{\text{cv}} = 19.72 + 119.82 = 139.54 \text{ TONS-M.}$$

4.- Deducción de esfuerzos.

Después de realizar varios tanteos se concluye que la viga tra-

baja satisfactoriamente con 28 cables de 3/8" de diametro, colocados como se aprecia en el esquema de la página No. 65.

La carga de diseño para cada cable es de 5,670 Kg. según recomendación del Manual de Cables Mexicanos, S.A.

Por tanto, el presfuerzo efectivo total será:

$$F = 28 \times 5,670 = 158,760 \text{ Kg.}$$

Excentricidad de esta fuerza

$$e = \frac{21 \times 37.5 - 2 \times 37.5}{28} = 25.45 \text{ Cm.}$$

Momento por presfuerzo.

$$F_e = 158,760 \times 25.45 = 4'040,442.00 \text{ Kg-Cm.}$$

Esfuerzo normal

$$\frac{F}{A} = \frac{158,760}{4,076.25} = 38.95 \text{ Kg/ Cm}^2$$

Esfuerzo debido al presfuerzo en las fibras superior e inferior.

$$\frac{F_e}{I} Y_s = \frac{4'040,442.00}{4'258,663.60} \times 49.83 = - 47.34 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\frac{F_e}{I} Y_i = 0.95 \times 40.17 = + 38.16 \text{ Kg/Cm}^2$$

Esfuerzo debido a la carga muerta

$$f_s = \frac{M_{cm}}{I} \times Y_s = \frac{1'972,000.00}{4'258,663.60} \times 49.83 = +22.92 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$f_i = \frac{M_{cm}}{I} \times Y_i = 0.46 \times 40.17 = - 18.47 \text{ Kg/Cm}^2.$$

Esfuerzo debido a la carga viva en las fibras superiores e inferiores, incluyendo la acción del viento.

$$f_s = \frac{11'982,000.00}{4'258,663.60} \times 49.83 = + 140.02 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$f_i = 2.81 \times 40.17 = -112.88 \text{ Kg/cm}^2.$$

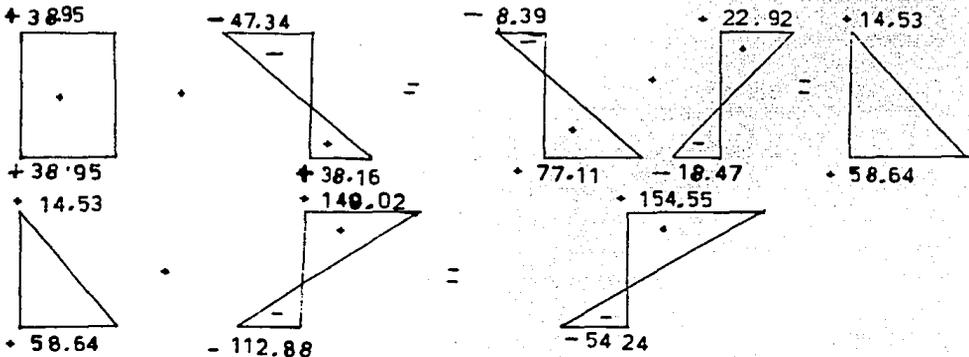
Sumando los efectos se tendrá:

$$f_s = 38.95 - 47.34 + 22.92 + 140.02 = 154.55 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_i = 38.95 + 38.16 - 18.47 - 112.88 = -54.24 \text{ Kg/cm}^2.$$

Esfuerzos de compresión.

Gráficamente podemos representar la suma de tales efectos en la siguiente forma.



5.- Cortantes.

$X = 0$ en el extremo.

Para 42 ft = 117.3

Para 4 ft = 115.2

Para 1 ft = 2.1 KIPS/Riel

Para 01 = 2.1×0.021 KIPS/Riel

Para 41.01 ft = $115.2 + 0.021 = 115.22 \times 10^3$ Lbs/Riel.

Por trabe incluyendo impacto.

$$V60 = \frac{115.22}{2} \times 10^3 \times 1.316 = 75.81 \times 10^3 \text{ lbs.}$$

$$V60 = \frac{75.85}{2.2} = 34.46 \text{ TONS.}$$

Para la carga Cooper E-72 de diseño.

$X = 3.125$ a un cuarto del claro

$$(72.3 - 71.3) 0.01 = 0.01 \text{ KIPS/Riel}$$

$$71.03 + 0.01 = 71.04 \text{ KIPS/Riel}$$

$$V60 = \frac{71.04}{2} \times 10^3 \times 1.316 = 46.74 \times 10^3 \text{ Lbs/Riel}$$

$$V72 = \frac{46.74}{2.2} \times 1.2 = 25.49 \text{ TONS.}$$

X = 6.25 Centro del claro

$$(36.15 - 35.65) 0.01 = 0.005$$

$$35.65 + 0.005 = 35.66 \text{ Lbs/Riel}$$

Por cada trabe

$$V60 = \frac{35.66}{2} \times 10^3 = 17.83 \times 10^3 \text{ Lb}$$

$$V72 = \frac{17.83 \times 1.316 \times 1.20}{2.2} = 12.80 \text{ TONS.}$$

Carga permanente:

$$W_{pp} = 0.33 \text{ TON/M.}$$

$$W_{cp} = 0.68 \text{ TONS/M.}$$

W_c . viento = 0.76 TONS/M/Riel, carga debida al viento variación - lineal

Carga muerta:

$$W_{cm} = W_{pp} + W_{cp} = 1.01 \text{ TONS/M.}$$

$$\text{Para } X = 0 \quad V = 1.01 \times 6.25 = 6.31 \text{ TONS} = 6310 \text{ Kg.}$$

$$\text{Para } X = 3.125 \quad V = 1.8 \times 3.125 = 5.625 \text{ TONS} = 5625 \text{ Kg.}$$

$$\text{Para } X = 6.25 \text{ M. } V = 0$$

Fuerza cortante debida a la carga máxima especificada, sec. 1501- (Aci-318-63) para estructuras en tales lugares y de tales proporciones que los efectos de viento y sismo puedan despreciarse la capacidad de diseño estará dada por:

$$V_u = 1.5 \text{ c.m.} + 1.8 \text{ c.v.}$$

Para $X = 0$ M. extremo.

$$V_u = 1.8 \times 42.04 + 1.5 \times 6.31 = 85.14 \text{ TONS.}$$

Para $X = 3.125$ M.

$$V_u = 1.8 \times 25.93 + 1.5 \times 5.625 = 55.11 \text{ TONS.}$$

Para $X = 6.25$

$$V_u = 1.8 \times 13.01 = 23.42 \text{ TONS.}$$

Cortante que resiste el concreto. La fórmula que da valores más - desfavorables es la consignada en la sec. 2610 del ACI - 318 - 63

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

Donde:

V_{cw} - Fuerza cortante al agrietamiento inclinado debido a todas las cargas cuando tal agrietamiento es el resultado de esfuerzos principales de tensión excesivos en el alma.

b' - Ancho mínimo del alma de un miembro con patines.

d - Distancia de la fibra entre en compresión al centroide de la fuerza de presfuerzo, o el 80% del peralte total del miembro, se considerará el que sea mayor.

f'_c - Resistencia especificada a la compresión en Kg/cm^2 , a los 28 días de edad del concreto.

f_{pc} - Esfuerzo de compresión en el concreto, después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo, en el centroide de la sección que resiste las cargas aplicadas, o en la unión del alma y el patín cuando el centroide cae dentro del patín.

v_p - Componente vertical de la fuerza efectiva de presfuerzo en la sección considerada.

En nuestro caso.

$$b' = 0.40 \text{ M.}$$

$$d = 0.80 \times 0.90 = 0.72 \text{ M.}$$

$$f_{pc} = 43.36 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$v_p = 0$$

$$V_{cw} = 40 \times 72 (0.93 \cdot 400 + 0.3 \times 43.36)$$

$$V_{cw} = 2880 (18.6 + 13.001) = 2880 \times 31.01 = 89308.80$$

$$V_{cw} = 89.31 \text{ TONS.} = V_c \text{ Fuerza tomada por el concreto.}$$

Multiplicada por el factor de reducción de capacidad, secc. 1504
ACI - 318 - 63

$$\phi = 0.85$$

$$\therefore 0.85 \times 89.31 = 71.91 \text{ TONS.}$$

Calculemos ahora el área de refuerzo en el alma, colocado perpen-
dicularmente al eje del miembro.

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) s}{\phi f_y d} \times \frac{1}{2}$$

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2.$$

s = Espaciamiento de los estribos.

$$\text{Espaciamiento máximo } S_{\max} = \frac{3}{4} h \text{ (8-17-12-5 manual A.R.E.A. y sec}$$

ción 2610 inciso "c" ACI-3/8-63)

Si empleamos estribos de dos ramas del número 4

$$A_v = 2 \times 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2.$$

X	$V_u - \phi V_c$	$(0.85 f_y d)^2$	$\frac{(V_u - \phi V_c) s}{(0.85 f_y d)^2}$	S	S máx.
0	9230	489,600	0.018	27.31	67.5
3.125	20800	489,600	0.042	97.64	67.5
6.25	0	-----	-----	-----	-----

No obstante las separaciones anteriores, los estribos se distribuirán según las necesidades constructivas y como se muestra en el plano de la trabe.

6.- Revisión de las flechas.

$$E_c = 1800\ 000 + 5 f'c \left[\text{Lbs/in}^2 \right] \quad (\text{A.R.E.A. 8-17-2-2})$$

$$\therefore 1\ 800\ 000 + 500 \times 5684 = 4\ 642\ 000 \text{ Lbs/in}^2.$$

$$E_c = 326\ 658.19$$

Tomando en cuenta la recomendación del PCI, para el cálculo de las flechas consideraré el módulo de elasticidad reducido a un medio.

$E_c = 163\ 329.1 \text{ Kg/cm}^2$. . . la flecha debida al presfuerzo será

$$\uparrow \Delta_{Pfzo} = \frac{F_e L^2}{8EI} = \frac{158760 \times 25.45 \times 12.50^2}{8 \times 326658.19 \times 4258\ 663.60} = \frac{6.31 \times 10^{12}}{1.11 \times 10^{13}}$$

$$= 0.5 \text{ cm.}$$

Debido al peso propio de la trabe:

$$\downarrow \Delta_{pp} = \frac{5 w_{pp} \times l^4}{384 EI} = \frac{5 \times 3.3 \times 12.5^4}{384 \times 326,658.19 \times 4\ 258,663.60} = \frac{4.02 \times 10^{14}}{5.34 \times 10^{14}}$$

$$\Delta_{pp} = 0.7 \text{ cm.}$$

Debido a la carga muerta.

$$\downarrow \Delta_{cm} = \frac{5 W_{cm} L^4}{384 EI} = \underline{\hspace{10em}}$$

Debido a la carga muerta más la carga viva.

$$\downarrow \Delta_{cm} + \Delta_{cv} = \frac{5 w_{total} L^4}{384 EI} = \underline{\hspace{10em}}$$

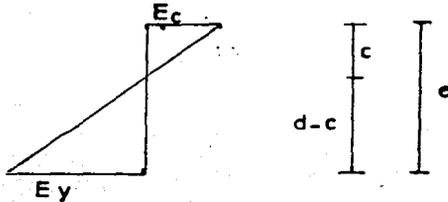
Condición 1.

Condición 2.

Condición 3.

7.- Revisión del tipo de falla en la trabe.

Para investigar el tipo de falla, puede calcularse la deformación máxima del concreto cuando el acero principia a fluir.



c - Profundidad del eje neutro en la ruptura.

E_c - Deformación del concreto.

E_y - Deformación del acero.

La deformación unitaria máxima a la falla en la fibra extrema de compresión se supondrá igual a 0.003 (Sec. 1503 Inciso - c-ACI-318-63).

$$\frac{E_c}{E_y} = \frac{c}{d-c}$$

$$\therefore E_c = \frac{c E_y}{d - c}$$

pero $E_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{18500}{2\,036,000} = 0.009$

$E_s = 29.936 \times 10^6$ Lbs/in². Dato manual Camesa.

Profundidad del eje neutro en la ruptura.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{26 \times 0.516 \times 18500}{0.85 \times 91.5 \times 400} = 7.98 \text{ cm. considerando sola}$$

mente los cables del lecho inferior.

$$c = \frac{a}{K_1} = \frac{7.98}{0.85} = 9.39 \text{ Cm}$$

$$h = 90 \text{ Cm}$$

$$d = h - r = 90 - 7.5 = 82.5 \text{ Cm}$$

$$\therefore \epsilon_c = \frac{9.39 \times 0.009}{82.5 - 9.39} = \frac{0.0845}{73.11} = 0.0011$$

0.0011 < 0.003 La falla es dúctil

8.- Revisión a la Ruptura

$$\text{Momento resistente } M_u = \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$\begin{aligned} M_u &= 0.90 \left[28 \times 0.516 \times 18\,500 \left(82.5 - 3.99 \right) \right] \\ &= 0.90 \times 267\,288 \times 78.51 = 18\,886\,303.00 \text{ Kg-Cm} \end{aligned}$$

$$\text{Momento actuante } M = 1.8 \text{ ML} + 1.5 \text{ MD}$$

$$M = 1.8 \times 52.56 + 1.5 \times 12.65 = 113.583 \text{ Ton - M}$$

$$M = 11\,358\,300 \text{ Kg-Cm}$$

$$M < M_u$$

C A P I T U L O I V .

ESPECIFICACIONES Y PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

- 1.- LOCALIZACION Y TRAZO.
- 2.- OBRA FALSA.
- 3.- EXCAVACIONES.
- 4.- HINCADO DE PILOTES.
- 5.- CONSTRUCCION DE CABEZALES, DIAFRAGMAS Y FALSOS ALEROS.
- 6.- CONSTRUCCION DE ZAMPEADOS.
- 7.- RETIRO DE LA OBRA PROVISIONAL Y MONTAJE DE LA SUPERESTRUCTURA.

1.- LOCALIZACION Y TRAZO.

El Ingeniero Residente de la obra deberá definir los ejes de los caballetes, tomando en consideración aspectos de importancia como son:

- a) Que el volúmen de excavación para los caballetes extremos sea mínimo.
- b) Que la obra provisional existente sea aprovechable en su mayor parte, o en su totalidad, como obra falsa del nuevo puente.
- c) Con base en observaciones propias o por informaciones del Sobrestante de puentes, de los Mayordomos de las Cuadrillas de puentes y en general, del personal encargado de la conservación de las estructuras, determinará si la obra definitiva requiere desplazarse con el fin de lograr un mejor funcionamiento hidráulico.

Para definir tales ejes llevará un tránsito-longímetro de acero de 20 metros y plomada de punto.

Marcará los niveles de corte de los pilotes en donde se desplantarán los cabezales.

2.- OBRA FALSA.

Como se dijo anteriormente, la obra provisional existente será aprovechada como obra falsa, a veces, es necesario practicar excavaciones en los extremos para alojar los caballetes. Esto ocurre, sobre todo, cuando se tiene que ampliar el área hidráulica, pudiéndose emplear como protección bancos falsos de pilotes y traveses de rieles empatinados, o bien, si la

profundidad de excavación es pequeña basta con colocar un cabezal de madera, llamado "muerto", para apoyar dichas traveses de rieles empatinados.

3.- EXCAVACIONES.

Las excavaciones se realizan por administración, es decir, con personal de Ferrocarriles, ya que los reglamentos vigentes en la Empresa impiden a los particulares ejecutar este tipo de trabajos, porque no están familiarizados con el movimiento de los trenes y de otros vehículos que circulan diariamente además; conforme se vaya avanzando en la excavación deberá irse protegiendo con huacales de madera, los cuales serán retirados hasta que se haya colocado el o los bancos falsos con sus correspondientes traveses de rieles empatinados.

En ocasiones se hace necesario colocar bancos hincados, en tal caso, puede aprovecharse el martinete que se designe para hincar los pilotes de concreto de la obra definitiva evitándose el empleo de huacales ya que bien pueden hincarse los pilotes de madera en el terraplén, colocarle su correspondiente cabezal y sobre éste apoyar las traveses de rieles, para después practicar la excavación.

4.- HINCADO DE PILOTES.

El equipo de que se dispone para hincar los pilotes es: Martillos de caída libre, de vapor y diesel los cuales son montados en sus respectivas guías de hincado y, éstas a su vez, son manejadas con la pluma de una grúa, en el caso de una grúa martinete, y sostenidas por un puente de acero estructural cuando se trata exclusivamente de un martinete.

Están adaptados para operar sobre una vía férrea pues van montados sobre una plataforma y sus trucks.

Para determinar el tipo, tamaño o capacidad - -

del martillo que deberá utilizarse, no solamente deberán tomarse en cuenta las características del subsuelo, sino también la relación del peso del pilote al peso de las partes golpeantes del martillo. El golpe deberá darse con un martillo que no sólo posea la energía suficiente para vencer la resistencia al hincado, sino que cuente también con el suficiente peso para reducir al mínimo la energía que se convierte en trabajo destructivo.

No se recomienda el empleo de un martillo que tenga una relación de peso del pilote al peso de las partes golpeantes mayor de 4; la experiencia ha demostrado que los resultados más favorables se obtienen con un martillo cuyas partes golpeantes tengan un peso igual al del pilote por hincar.

En el caso de pilotes de concreto provistos de un capuchón debidamente acolchonado, se ha encontrado que dá -- buenos resultados la práctica de tener de 1.5 a 2 kilogramos de partes golpeantes por centímetro cuadrado de área transversal del pilote, y disponer además; de una energía de 0.30 kg-m por cada kilogramo de peso de pilote, algunas Secretarías en nuestro País, han elaborado sus propias especificaciones en función de su experiencia y así por ejemplo tenemos que recomiendan -- aplicar al pilote por hincar, una energía equivalente a 0.5 kg-m por cada kilogramo de pilote, lógicamente estas especificaciones deben manejarse con mucho criterio pues esta energía se puede dar con un elemento de masa reducida, por ejemplo una bala.

La posibilidad de dañar la cabeza del pilote durante el hincado, aumenta en relación a la raíz cuadrada de la altura de caída o, dicho en otra forma, en razón directa de la velocidad de impacto.

En lo posible deberá evitarse el empleo de martillos de caída libre para hincar pilotes de concreto, salvo --

cuando el número de pilotes por hincar haga antieconómico el uso de un martillo automático. En estos casos se estila otra especificación en nuestro medio constructivo y que dice: la parte golpeadora debe tener un peso equivalente al 50% del elemento por hincar, permitiéndose una altura de caída de 1.00 m., esta especificación resulta poco práctica debido a que en una obra a veces se requiere hincar pilotes de diferentes longitudes y secciones y resulta incosteable tener una colección de equipo, -- afortunadamente se cuenta ya en nuestro medio con equipo de doble acción cuyo diseño ha obedecido a infinidad de experiencias en diferentes partes del mundo, las cuales han sido corroboradas en incontables obras llevadas a cabo en nuestro país.

En resumen podemos decir que el módulo de elasticidad del que está constituido un pilote, juega un papel muy importante durante el hincado, es necesario formarse un criterio práctico para la elección del martillo.

En el caso del puente 2-96+000 elegimos un martinete diesel con las siguientes características:

Número del martinete, puesto por Ferrocarriles
E.D-6

Marca del martinete: ORTON.

Marca del motor del martinete: CUMMINS.

Data de manufactura: 11-72.

Peso total del aparato: 115 Toneladas.

Número de trucks: 2.

Número de ejes por truck: 3.

Distancia entre acopladores: 43'9".

Distancia entre ejes: 4'6-1/2" y 5'4-1/2".

Longitud de las guías, sin garrucha: 60'10".

Longitud de las guías, con garrucha: 62' 7".

Tipo de guías: con puente.

Las guías de hincado y corredera del martillo-tienen la sección transversal descrita en la figura No. 8.

CARACTERISTICAS DEL MARTILLO:

Tipo del martillo: Diesel.

Marca: McKiernan-Terry.

Serie: DE - 30.

Modelo: 720504.

Longitud, sin cachucha: 14'.

Longitud, con cachucha: 15'.

Longitud, con estrobo: 22'.

Díámetro de los cables: 7/8".

Peso del pistón: 2800 Lbs.

Golpes por minuto: 48 - 52.

Energía por golpe:

a 6' (carrera media del pistón): 16 800 Lbs - ft.

a 8' (carrera máxima del pistón): 22 400 Lbs - ft.

Consumo de combustible: 2 Gals/hr.

Capacidad del tanque de combustible: 17 Gals.

Capacidad del tanque de lubricante: 5 Gals.

TABLA DE ENERGIA POR GOLPE (Lbs-ft).

Carrera del pistón (ft)	Energía por golpe (Lbs - ft)	Observaciones
4	11 200	
4-1/2	12 600	
5	14 000	
5-1/2	15 400	
6	16 800	media
6-1/2	18 200	
7	19 600	
7-1/2	21 000	
8	22 400	máxima

CARACTERISTICAS OPERACIONALES

El martillo es operado por una sola Línea de - carga de grúa (A). Se inicia simplemente por levantamiento del pistón (B) y al llegar a la altura máxima de su carrera el dispositivo (C) suelta al pistón (B) que, al caer, actúa sobre la válvula de la bomba del combustible (D) la cual inyecta una cantidad precisa de combustible diesel. El combustible cae dentro de una concavidad situada en la parte superior del yunque (E) -

formando un charco.

Durante la caída del pistón, el aire contenido en el cilindro es expulsado por los orificios (F); esto evita la formación de una cámara de compresión excesiva que se opondría a la caída del pistón.

Al sobrepasar en su descenso el pistón los orificios (F), queda una cámara de compresión reducida; al comprimirse el aire, y con el impacto del pistón, en la concavidad se produce una explosión por ignición del diesel, cuyo resultado es generar fuerzas que actúan sobre el yunque (E) y, por consiguiente, sobre el pilote y contra el pistón.

Si el pilote está penetrando en un suelo blando que no le opone considerable resistencia, la energía generada la capta el pilote, y el pistón queda prácticamente inmóvil, -- siendo el cilindro el que baja con el pilote.

Si por el contrario el suelo es duro, gran parte de la energía generada se pierde en impulsar el pistón hacia arriba, absorbiendo el pilote sólo parte de esta energía, -- así como toda la del impacto del pistón sobre el yunque.

El martillo es detenido jalando la cuerda (G) la cual desune la válvula de la bomba del combustible.

FORMULAS DE HINCADO.

Las formulas de hincado pretenden dar la capacidad de seguridad o la capacidad máxima de carga, substituyendo en ellas ciertos valores o cantidades observadas o medidas durante el hincado, cuando los pilotes no se hincan hasta el rebote.

El atacar el problema de la fórmula parece cosa sencilla: Se trata de igualar la energía aplicada al pilote -

por el martillo en el instante del golpe, y el trabajo efectuado por el pilote, es decir, la distancia que se mueve el pilote dentro del suelo bajo el golpe, multiplicando por la incógnita de la ecuación, que es la resistencia del suelo a la penetración.

Desgraciadamente, bajo las condiciones reales de hincado, esta sencilla relación se complica, pues se hace necesario aplicar coeficientes y correcciones para compensar los factores que afectan los resultados.

La experiencia ha demostrado que tales fórmulas no son de mucha confianza, ni pueden emplearse indistintamente, sino con discreción, particularmente a la luz de la experiencia ganada en el lugar. A causa de las incertidumbres que contienen y del comportamiento irregular del pilote en el terreno, no es de recomendarse una determinada fórmula, ya que en ocasiones se ha dado a los pilotes una capacidad de carga muy grande y las estructuras han fallado, y en otras se ha subestimado la capacidad del pilote, y las cimentaciones han resultado excesivamente caras.

Una de las fórmulas más conocidas es la del Engineering News:

$$P = \frac{2 w H}{S + 0.1} \quad \text{donde}$$

P - Es la carga estática en libras.

W - Peso del pistón en libras.

DE - 20 = 2 000 Lbs.

DE - 30 = 2 800 Lbs.

DE - 40 = 4 000 Lbs.

H - Carrera del pistón en ft.

s - Asentamiento, o penetración del pilote, en pulgadas por golpe.

La fórmula se sujeta a las siguientes limitaciones:

- 1°.- El martillo debe estar en posición vertical cuando se mide la penetración.
- 2°.- La penetración debe deducirse promediando el hundimiento en un número consecutivo - de 10 a 20 golpes.
- 3°.- Los bloques amortiguadores no deben estar astillados o rajados durante la determinación de la penetración, ni la cabeza del pilote debe estar deteriorada.
- 4°.- No se debe hacer uso del chiflón durante la prueba.
- 5°.- La penetración del pilote debe ser razonablemente rápida y uniforme.
- 6°.- No aceptar el uso de pilote seguidor.

Hasta la fecha, en todo el sistema de Ferrocarriles, únicamente se habían hincado pilotes de madera o de -- concreto con una sección cuyo lado mayor, o diámetro, en el caso de pilotes circulares, de 45 centímetros, por tanto, hubo necesidad de construirse una cachucha metálica especial. Esta cachucha fue manufacturada conforme el cróquis de la figura número 11.

Durante la maniobra de hincado debe tenerse especial cuidado en que los operadores de los martinets realicen el manejo de los pilotes en forma correcta, es decir, izándolos precisamente de los puntos indicados en los planos del proyecto y evitar golpearlos.

Una vez que el pilote ha sido colocado entre las guías y situado en el punto de hincado, se exigirá que el eje del mismo coincida con el eje de la corredera del martillo

con lo cual se logra que el golpe dado por el pistón sea axial, de lo contrario se generarían en el pilote esfuerzos indeseables de flexión.

Se llevará un control de la penetración del pilote y, cuando se haya llegado al rebote se suspenderá el golpe pues por experiencia se sabe que de continuar accionando el martillo pueden producirse grietas en el pilote o averiarse algunos dispositivos del martillo, en caso de que se tenga duda de si se ha llegado o no al terreno donde debe apoyarse el pilote se podrá golpear nuevamente al día siguiente; la razón es que, al estar trabajando en un suelo errático, en donde incluso un sondeo no pudo haber detectado una capa limosa de poco espesor y que durante el proceso de hincado incrementemos su número de golpes al compactar dicha capa durante esta operación, al producirse la compactación se expulsa el agua higroscópica con lo que esta capa adquiere una dureza transitoria, la cual pierde cuando por capilaridad el agua vuelve a penetrar entre los granos de limo.

5.- CONSTRUCCION DE CABEZALES, DIAFRAGMAS y FALSOS ALEROS.

La construcción de estos elementos se sujeta al proyecto y a las especificaciones S.O.P. y A.R.E.A. en sus partes relativas a concreto, acero de refuerzo, cimbra, Etc.

6.- CONSTRUCCION DE ZAMPEADOS.

El Zampeado o pedraplén impide que la corriente socave el terreno donde se alojan algunos elementos de la subestructura a la vez, confina el material del terraplén, en los accesos del puente, susceptible de invadir el cauce. El material de relleno para su construcción se compacta uniformemente con humedad óptima, en capas y con los taludes especificados en el proyecto y sobre el material ya compactado se coloca pie-

dra hombre junteada con mortero cemento-arena proporción 1:5.

**7.- RETIRO DE LA OBRA PROVISIONAL Y
MONTAJE DE LA SUPERESTRUCTURA.**

Esta labor será ejecutada simultáneamente, recuérdese que no se debe impedir el tráfico.

El montaje de las trabes debe realizarse con una maniobra elaborada previamente, de acuerdo con la disposición que conserve la obra provisional. Si se desea tener éxito, en cuanto a que la misma se ejecute en un lapso de tiempo razonablemente corto, deberán coordinarse todos los elementos que vayan a intervenir.

El procedimiento de montaje se ilustrará en los puntos siguientes:

- 1º.- Escoger la grúa adecuada tanto en capacidad, longitud de la pluma y demás características de operación.

RADIOS - ft	C A P A C I D A D E S	
	GRUA BLOQUEADA Lbs	GRUA SIN BLOQUEAR. Lbs
15	75 000	60 000
20	54 000	41 500
25	41 000	31 500
30	33 000	25 000
35	27 000	20 500

RADIOS - ft	C A P A C I D A D E S	
	GRUA BLOQUEADA Lbs	GRUA SIN BLOQUEAR Lbs
40	22 500	17 100
45	19 000	14 500
50	16 300	12 500
55	15 000	11 000

- 2°.- Cerciorarse de tener en el lugar los pernos de ancla, las placas de neopreno así como los elementos de postensado transversal de las trabes: cables, barriles y cuñas para anclaje y los gatos de émbolo hueco.
- 3°.- Hacer un chequeo entre las distancias de las preparaciones para los pernos de ancla de tal manera que si existe alguna discrepancia se corrija antes.
- 4°.- Observar la disposición de los bancos de obra provisional y de las trabes de rieles empatinados, o largueros de madera, cuyos tramos cuatrapeados dificultan la maniobra porque se tienen que desarmar mayor número de trabes para poder dejar libre el espacio donde será colocada la trabe de concreto.
- 5°.- Antes de iniciar el montaje, recurrimos al

horario de trenes en vigor, donde aparecen todos los trenes regulares, o sea aquellos trenes autorizados por un itinerario de horario y escogemos el tiempo más propicio con objeto de no demorarlos. Se pide la autorización al Departamento de Transportes, solicitando el tiempo indispensable de interrupción para realizar el trabajo.

6°.- Se desmantela la vía y mediante barras y gatos se recorren los rieles de cuatrapeo. Posteriormente son sacadas estas traveses con ayuda de la grúa.

7°.- Son retirados los cabezales de madera y cortados los pilotes de madera que forman la subestructura de la obra provisional para que nos permita colocar los elementos de la trabe de cubeta.

8°.- Una vez colocados en su sitio los elementos de la trabe de concreto presforzado, se anclan, debiendo quedar ahogados todos los pernos en mortero de cemento-arena.

9°.- Por último, se protegerá convenientemente el tramo de trabe adicional desmantelado, que bien puede ser, teniendo preparada y una trabe de rieles empatinados que se apoyará en uno de los bancos de madera aún existentes y el cabezal de concreto reforzado.

Lo anterior, por estar suponiendo que se montará un solo claro por día. En el supuesto caso de que se dispon-

ga de tiempo suficiente para montar todo el puente el punto 9°.
desaparece.

TIEMPOS DE MANIOBRA PARA UN CLARO.

- A.- Desclavar vía y retirar la madera de puente - - 20 mins.
 - B.- Corrimiento de los rieles de cuatraperco con ba -
rras y gatos quitando las trabes con ayuda de -
grúa. - - - - - 30 mins.
 - C.- Quitar cabezales y corte de pilotes de madera - 50 mins.
 - D.- Colocar con la grúa los elementos de la trabe -
de concreto presforzado y anclarlos a los cabe-
zales de concreto reforzado. - - - - - 40 mins.
 - E.- Sujeción transversal de las trabes de concreto-
y armado de la vía, con sus durmientes coloca--
dos sobre calzas de madera para dar el nivel re-
querido por la falta del balasto en la cubeta.- 40 mins.
 - F.- Protección de la vía en los accesos o del tramo
contiguo, cuando el puente es de varios claros. 60 mins.
- Total mins = 240 = 4 horas.

EQUIPO Y HERRAMIENTAS:

- 1.- grúa.
- 2.- autoarmones para el transporte de personal con 4 armones-
remolcados.
- 2.- motosierras de gasolina para corte de los pilotes de made-
ra.
- 3.- sardinias manuales.
- 1.- equipo completo de oxi-acetileno.

- 8.- barras de uña para desclavar la vía y quitar los pernos ciegos de los bancos de madera.
- 8.- barras de línea.
- 4.- gatos de escalera de 15 tons.
- 8.- martillos de vía.
- 3.- hachazuelas.
- 8.- palas punta cuadrada.
- 8.- llaves de 3/4".

PERSONAL:

- 1.- Ingeniero sección puentes, responsable de la maniobra.
- 1.- Sobrestante de Puentes.
- 1.- Operador de grúa.
- 1.- Ayudante Operador de grúa.
- 2.- Cableros o auxiliares de maniobra.
- 1.- Mayordomo Cuadrilla Punteros.
- 2.- Punteros "A".
- 2.- Punteros "B".
- 5.- Ayudantes de Puntero.
- 1.- Albañil "A" o "B".
- 1.- Ayudante de Albañil.
- 1.- Mayordomo de Sección o Cuadrilla de Vía.
- 10.- Reparadores de vía.

MATERIALES:

4.- Tablones de madera pino impregnado de 3"x10"x18' para calzas entre la trabe de concreto y los durmientes, para compensar la falta de balasto.

10.- Piezas de madera pino impregnado 7"x8"x8'.

Es necesario aclarar que los tiempos de manobra, equipo y herramientas, personal y materiales sufren una variación cuando en la línea donde se localice la obra exista vía elástica.

Una vez que han sido colocadas todas las trabes del puente se procederá a colocar el balasto, trabajo que se realiza con la ayuda de tolvas empujadas por una máquina.

PRESUPUESTO DE LAS OBRAS.

No.	CONCEPTOS	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
	<u>a) SUB - ESTRUCTURA.</u>				
1	Localización, limpieza, trazo y nivelación para la obra, estableciendo referencias definitivas y localización de entre ejes, incluyendo todos los materiales y mano de obra que para la realización del trabajo se precisen.	m ²	42.8	\$ 58.00	\$ 2,482.40
2	Excavación a mano para desplante de estructuras profundidad según proyecto con acarreo libre de 20m, medido en banco				
	a) En material tipo "A".	m ³	16.0	\$ 739.00	\$ 11,824.00
	b) En material tipo "B".	m ³	90.0	\$ 943.66	\$ 84,929.40
3	Adquisición de pilotes de concreto presforzado sección octagonal de 9.00 mts. de longitud, $f_c = 400$ kg/cm ² , armados con 13 cables de 9.52 mm (3/8") de diámetro $f_s = 18500$ kg/cm ² , zuncho de alambre No. 5 (5/8") de diámetro $f_y = 4000$ kg/cm ² en toda la longitud y 4 vari				

No.	CONCEPTOS	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
	llas del No.5 - (5/8") de diámetro en la punta, según proyecto.	ml	270.0	\$ 5521.10	\$ 1'490,697.0
4	Flete por transporte de pilotes de la planta de fabricación en San Pedro de los Pinos, D.F. a Azueta, Ver., incluyendo descarga por personal de Ferrocarriles.	ton/km	42350.	3.8	\$ 160,930.00
5	Hincado de pilotes de concreto presforzado sección octagonal y 9.00 M. de longitud, incluyendo personal, equipo y todo lo necesario.	Pieza	30	\$ 49,689.90	\$ 1'490,697.00
6	Demolición a mano de cabezas de pilotes de concreto presforzado de 42.5 cm. para anclaje con cabezales.	ml	15.6	\$ 975.50	\$ 15,217.80
7	Cimbra de contacto de madera 5 usos incluyendo materiales, fabricación, andamiaje colocación, impregnación, herraje y descimbrado a cualquier altura.	m ²	125.2	2,318.00	290,213.60

No.	CONCEPTOS	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
8	Cimbra de madera perdida en tapones de pilotes, incluyendo costo total de materiales fabricación, andamiaje, colocación y herrajes.	m ²	1.8	\$ 3,947.12	\$ 7,104.81
9	Acero de refuerzo f's=1400 kg/cm ² .,- incluyendo materiales, colocación amarres, traslapes y desperdicios.	Kg	2982.66	\$ 178.88	\$ 533,538.22
10	Concreto simple - f'c=200 kg/cm ² a cualquier altura, incluyendo fabricación de la revoltura, colocación, vibrado, acabado, curado y acarreo de materiales.	m ³	35.3	\$ 21,345.50	\$ 753,496.15
11	Rellenos compactados con pisón de mano con material procedente de excavaciones, en capas de 0.20 m. de espesor, incluyendo el agua necesaria, medido compactado.	m ³	85	\$ 595.00	\$ 50,575.00
12	Zampeado con piedra de la región, juntada con mortero cemento arena, proporción 1:5 incluyendo materiales y mano de obra.	m ³	27.7	\$ 6,525.00	\$ 180,742.50

No.	CONCEPTOS	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
		TOTAL SUB-ESTRUCTURA.			\$5'072,447.90
	b) SUPERESTRUCTURA.				
13	Adquisición de -- trabes de concre- te presforzado de 13.00 m. de longi- tud, sección cajón para capacidad -- Cooper E-72, de -- acuerdo con dimen- siones y armado -- especificados en plano respectivo.	Pieza	6	\$23,627.93	\$2'457,304.7
14	Adquisición de ca- bezales prefabri- cados de concreto presforzados de -- 5.00 m. de longi- tud, sección rec- tangular para ca- pacidad Cooper -- E-72, de acuerdo -- con dimensiones y armado especifica- dos en plano res- pectivo.	Pieza	3	237,238.78	\$ 711,716.34
15	Flete por trans- porte de trabes -- de la planta de -- fabricación en -- San Pedro de los Finos, D.F., a Azue- ta, Ver.	ton/km	82.000	3.8	\$ 311,600.00
16	Placas de neopre- no dureza shore -- 60-70 para apoyos	dm ³	8.64	\$ 2,704.00	\$ 23,362.56
17	Pernos de acego -- fy=1400 kg/cm ² de 3.81 cm. (1-1/2")- de diámetro.	Kg	214.51	\$ 300.00	\$ 64,353.00

No.	CONCEPTOS	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
18	Cable de acero σ - fs=18 000 Kg/cm ² de 1.27 cm. (1/2") de diámetro para- postensado trans- versal de las tra- bes, incluyendo -- accesorios de an- claje.	Kg	184.40	\$ 1,133.60	\$ 209,035.84
19	Montaje de las -- trabes, incluyendo personal, materia- les, herramienta y equipo.	Punteo	1	\$863,717.00	\$ 863,717.00
TOTAL SUPERESTRUCTURA.--					\$3'929,373.00

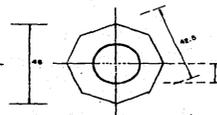
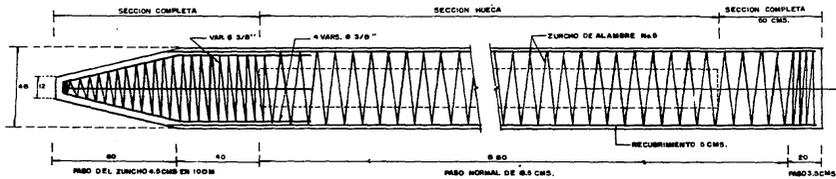
PLANOS Y ESPECIFICACIONES.

Plano No. 1.- Pilote octagonal de Concreto Presforzado

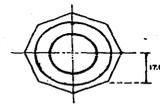
Plano No. 2.- Proyecto Puente Km. 2- 96+000 en dos Vias

Plano No. 3.- Caballete Central y Extremos de Concreto
Presforzado Puente Km. 2 - 96+000

Plano No. 4.- Proyecto Estructural de la Trabe de Concreto
Presforzado Sección Cajón de 13.00 M. de
Longitud Puente Km. 2 - 96 + 000



SECCION HUECA

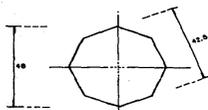


PRESFORZADO PILOTE
13 HILOS DE 7 MM

ESC. 1:10

NOTAS

CONCRETO $f_c=400\text{Kg/Cm}^2$
 ACERO DE REFUERZO A-10-5BT (A.S.T.M.)
 TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO (19.3 MM/3/4")
 ACERO DE PREEFUEZADO:
 $f_{su}=18500\text{Kg/Cm}^2$ (ESF. DE RUPTURA)
 $f_{st}=11000\text{Kg/Cm}^2$ (ESF. DE TRABAJO)
 $f_{st}=33000\text{Kg/Cm}^2$ (ESF. INICIAL)

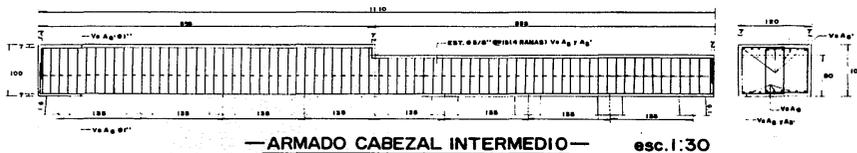


SECCION COMPLETA



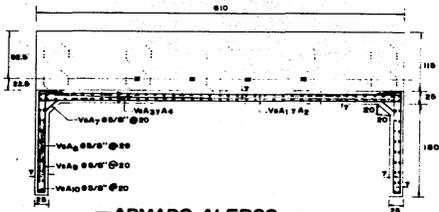
PUNTOS DE IZADO DEL PILOTE

UNAM	
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGÓN	
PILOTE OCTAGONAL DE CONCRETO PRESFORZADO	
TESIS PROFESIONAL	
LUIS VELAZQUEZ PASTRANA	
PLANO NO 1	EDO DE MEX 7997



—ARMADO CABEZAL INTERMEDIO— esc. 1:30

VARILLAS PARA UN ESTRIBO CON ALERO			
Va	Ø	Me	Longitud
Va 1	8	11	5.90
Va 2	8	18	5.80
Va 3	8	20	4.80
Va 4	8	20	5.80
TOTAL			22.30



—ARMADO ALEROS— esc. 1:30

Va	Ø	Me	CROQUIS	Longitud	Me	Longitud	Me	Longitud	Me	Longitud	Me	Longitud
Va 1	8	11		120	10	140	1120	11.10				
Va 2	8	18		300	10	420	74.50	74.10				
Va 3	8	20		133	140	280	108.30	108.87				
Va 4	8	20		180	108	217	118.91	118.90				
Va 5	8	41		75	68	230	118.90	118.90				
Va 6	10	18		600	40	680	108.80	108.80				
Va 7	8	18		33	10	68	11.80	11.80				
Va 8	8	18		733	10	133	68.80	77.30				
Va 9	8	18		180	108	40.8	48.80	72.70				
Va 10	8	18		108	108	2.88	22.88	38.88				
Va 11	8	18		180	80	288	11.40	17.78				
TOTAL kg 278.10												

VARILLAS PARA LA PILA			
Va	Ø	Me	Longitud
Va 1	8	11	12.30
Va 2	8	18	116.70
Va 3	8	20	116.70
Va 4	8	20	116.70
Va 5	8	20	116.70
Va 6	8	20	116.70
Va 7	8	20	116.70
Va 8	8	20	116.70
Va 9	8	20	116.70
Va 10	8	20	116.70
Va 11	8	20	116.70
Va 12	8	20	116.70
Va 13	8	20	116.70
Va 14	8	20	116.70
Va 15	8	20	116.70
Va 16	8	20	116.70
Va 17	8	20	116.70
Va 18	8	20	116.70
Va 19	8	20	116.70
Va 20	8	20	116.70
Va 21	8	20	116.70
Va 22	8	20	116.70
Va 23	8	20	116.70
Va 24	8	20	116.70
Va 25	8	20	116.70
Va 26	8	20	116.70
Va 27	8	20	116.70
Va 28	8	20	116.70
Va 29	8	20	116.70
Va 30	8	20	116.70
Va 31	8	20	116.70
Va 32	8	20	116.70
Va 33	8	20	116.70
Va 34	8	20	116.70
Va 35	8	20	116.70
Va 36	8	20	116.70
Va 37	8	20	116.70
Va 38	8	20	116.70
Va 39	8	20	116.70
Va 40	8	20	116.70
Va 41	8	20	116.70
Va 42	8	20	116.70
Va 43	8	20	116.70
Va 44	8	20	116.70
Va 45	8	20	116.70
Va 46	8	20	116.70
Va 47	8	20	116.70
Va 48	8	20	116.70
Va 49	8	20	116.70
Va 50	8	20	116.70
Va 51	8	20	116.70
Va 52	8	20	116.70
Va 53	8	20	116.70
Va 54	8	20	116.70
Va 55	8	20	116.70
Va 56	8	20	116.70
Va 57	8	20	116.70
Va 58	8	20	116.70
Va 59	8	20	116.70
Va 60	8	20	116.70
Va 61	8	20	116.70
Va 62	8	20	116.70
Va 63	8	20	116.70
Va 64	8	20	116.70
Va 65	8	20	116.70
Va 66	8	20	116.70
Va 67	8	20	116.70
Va 68	8	20	116.70
Va 69	8	20	116.70
Va 70	8	20	116.70
Va 71	8	20	116.70
Va 72	8	20	116.70
Va 73	8	20	116.70
Va 74	8	20	116.70
Va 75	8	20	116.70
Va 76	8	20	116.70
Va 77	8	20	116.70
Va 78	8	20	116.70
Va 79	8	20	116.70
Va 80	8	20	116.70
Va 81	8	20	116.70
Va 82	8	20	116.70
Va 83	8	20	116.70
Va 84	8	20	116.70
Va 85	8	20	116.70
Va 86	8	20	116.70
Va 87	8	20	116.70
Va 88	8	20	116.70
Va 89	8	20	116.70
Va 90	8	20	116.70
Va 91	8	20	116.70
Va 92	8	20	116.70
Va 93	8	20	116.70
Va 94	8	20	116.70
Va 95	8	20	116.70
Va 96	8	20	116.70
Va 97	8	20	116.70
Va 98	8	20	116.70
Va 99	8	20	116.70
Va 100	8	20	116.70
Va 101	8	20	116.70
Va 102	8	20	116.70
Va 103	8	20	116.70
Va 104	8	20	116.70
Va 105	8	20	116.70
Va 106	8	20	116.70
Va 107	8	20	116.70
Va 108	8	20	116.70
Va 109	8	20	116.70
Va 110	8	20	116.70
Va 111	8	20	116.70
Va 112	8	20	116.70
Va 113	8	20	116.70
Va 114	8	20	116.70
Va 115	8	20	116.70
Va 116	8	20	116.70
Va 117	8	20	116.70
Va 118	8	20	116.70
Va 119	8	20	116.70
Va 120	8	20	116.70
Va 121	8	20	116.70
Va 122	8	20	116.70
Va 123	8	20	116.70
Va 124	8	20	116.70
Va 125	8	20	116.70
Va 126	8	20	116.70
Va 127	8	20	116.70
Va 128	8	20	116.70
Va 129	8	20	116.70
Va 130	8	20	116.70
Va 131	8	20	116.70
Va 132	8	20	116.70
Va 133	8	20	116.70
Va 134	8	20	116.70
Va 135	8	20	116.70
Va 136	8	20	116.70
Va 137	8	20	116.70
Va 138	8	20	116.70
Va 139	8	20	116.70
Va 140	8	20	116.70
Va 141	8	20	116.70
Va 142	8	20	116.70
Va 143	8	20	116.70
Va 144	8	20	116.70
Va 145	8	20	116.70
Va 146	8	20	116.70
Va 147	8	20	116.70
Va 148	8	20	116.70
Va 149	8	20	116.70
Va 150	8	20	116.70
Va 151	8	20	116.70
Va 152	8	20	116.70
Va 153	8	20	116.70
Va 154	8	20	116.70
Va 155	8	20	116.70
Va 156	8	20	116.70
Va 157	8	20	116.70
Va 158	8	20	116.70
Va 159	8	20	116.70
Va 160	8	20	116.70
Va 161	8	20	116.70
Va 162	8	20	116.70
Va 163	8	20	116.70
Va 164	8	20	116.70
Va 165	8	20	116.70
Va 166	8	20	116.70
Va 167	8	20	116.70
Va 168	8	20	116.70
Va 169	8	20	116.70
Va 170	8	20	116.70
Va 171	8	20	116.70
Va 172	8	20	116.70
Va 173	8	20	116.70
Va 174	8	20	116.70
Va 175	8	20	116.70
Va 176	8	20	116.70
Va 177	8	20	116.70
Va 178	8	20	116.70
Va 179	8	20	116.70
Va 180	8	20	116.70
Va 181	8	20	116.70
Va 182	8	20	116.70
Va 183	8	20	116.70
Va 184	8	20	116.70
Va 185	8	20	116.70
Va 186	8	20	116.70
Va 187	8	20	116.70
Va 188	8	20	116.70
Va 189	8	20	116.70
Va 190	8	20	116.70
Va 191	8	20	116.70
Va 192	8	20	116.70
Va 193	8	20	116.70
Va 194	8	20	116.70
Va 195	8	20	116.70
Va 196	8	20	116.70
Va 197	8	20	116.70
Va 198	8	20	116.70
Va 199	8	20	116.70
Va 200	8	20	116.70
Va 201	8	20	116.70
Va 202	8	20	116.70
Va 203	8	20	116.70
Va 204	8	20	116.70
Va 205	8	20	116.70
Va 206	8	20	116.70
Va 207	8	20	116.70
Va 208	8	20	116.70
Va 209	8	20	116.70
Va 210	8	20	116.70
Va 211	8	20	116.70
Va 212	8	20	116.70
Va 213	8	20	116.70
Va 214	8	20	116.70
Va 215	8	20	116.70
Va 216	8	20	116.70
Va 217	8	20	116.70
Va 218	8	20	116.70
Va 219	8	20	116.70
Va 220	8	20	116.70
Va 221	8	20	116.70
Va 222	8	20	116.70
Va 223	8	20	116.70
Va 224	8	20	116.70
Va 225	8	20	116.70
Va 226	8	20	116.70
Va 227	8	20	116.70
Va 228	8	20	116.70
Va 229	8	20	116.70
Va 230	8	20	116.70
Va 231	8	20	116.70
Va			

CONCLUSIONES.

C O N C L U S I O N .

Los reforzamientos de puentes representan una manera de alcanzar la meta de elevar la capacidad de los puentes a Cooper E - 72. El reforzamiento de superestructura metálicas se ha realizado con éxito en muchos puentes del sistema se ha adoptado esta solución en todos los casos que esto es factible, lográndose buenas economías al aprovechar las estructuras existentes.

En todos los casos se han proyectado los reforzamientos sin afectar al tráfico de trenes. Se considera que cuando se concluya el programa de elevación de capacidad en los puentes de la red básica, ésto representará una contribución para mejorar la operación al permitir circular sin restricción toda clase de trenes con equipo de alta capacidad y de gran peso como el que transita en muchos Ferrocarriles de Estados Unidos y de Canadá, países con los que cada día se incrementa el intercambio ferroviario.

A P E N D I C E .

BIBLIOGRAFIA

TECNICA Y PRACTICA DEL HORMIGON ARMADO
(CEAC ESPAÑOLA)

DISEÑO DE CONCRETO PRESFORZADO
AUTOR. T.Y. LIN
EDITORIAL CECSA.

DISEÑO DE CONCRETO PRESFORZADO
AUTOR. H. NILSON
EDITORIAL LIMUSA

CONTROL DE CALIDAD, INGENIERIA Y ADMINISTRACION
AUTOR. A.V. FEIGENBAUM
EDITORIAL CECSA.

GUIA PRACTICA DE LA VIBRACION DE HORMIGON
AUTOR. P. REBUT
EDITORES TECNICOS Y ASOCIACION S.A.

MANUAL DE LA AMERICAN RAILWAY ENGINEERING ASOCIATION

MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA
AUTOR. KARL TERZAGHI
ED. EL ATENEO

PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DEL DISEÑO DE CONCRETO PRESFORZADO
(I.M.C.YC.)

ACI - 318 - 78.

REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO
(I.E.C. Y C.)

CAPITULO 1.- ASPECTOS GENERALES	
1.- ASPECTOS GENERALES	1
2.- PUENTES EXISTENTES	4
3.- TIPOS DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	12
4.- PROGRAMA DE REFORZAMIENTO	13
5.- TRABAJOS PREVIOS AL REFORZAMIENTOS	14
6.- REFORZAMIENTO DE SUPERESTRUCTURA	14
7.- FACTIBILIDAD DE REFORZAMIENTO DE SUPERESTRUCTURA METALICAS	15
8.- SISTEMA DE REFORZAMIENTO DE SUPERESTRUCTURA METALICAS	16
9.- ASPECTOS A CONSIDERAR PARA EL PROYECTO DE REFORZAMIENTO	24
10.- ARGUMENTO EN FAVOR DEL EMPLEO DEL CONCRETO PRESFORZADO EN LA CONSTRUCCION DE PUENTES	26
11.- FORMA COMO SE ANALIZARA EL PROBLEMA	28
12.- ESTUDIOS DE CAMPO	29
13.- ELECCION DEL CRUCE	30
14.- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS E HIDRAULICOS	30
15.- ESTUDIOS GEOTECNICOS	30
CAPITULO 11.- DISEÑO DE CABALLETES EXTREMO CON PILOTES EN "V"	
1.- PESO PROPIO DE LA TRABE	33
11.- BALASTO	33
111- DURMIENTE	34
IV.- VIA Y ACCESORIOS	34
CABALLETE CENTRAL CON PILOTES EN "V" INVERTIDA	49
DISEÑO DEL CABEZAL EXTREMO	53
CALCULO DEL DIAFRAGMA Y FALSOS ALEROS	58
CALCULO DEL CABEZAL EXTREMO	62

CAPITULO 111.- DISEÑO DE TRABES DE CONCRETO PRESFORZADO

	Hoja Número
1.- DATOS	64
2.- CARACTERISTICAS DE LA SECCION	65
3.- CARGAS Y MOMENTOS FLEXIONANTES	69
4.- REDUCCION DE ESFUERZOS	71
5.- CORTANTES	73
6.- REVISION DE LAS FLECHAS	77
7.- REVISION DEL TIPO DE FALLAS EN LA TRABE	77
8.- REVISION A LA RUPTURA	78

**CAPITULO 1V.- ESPECIFICACIONES Y PROCEDIMIENTOS
DE CONSTRUCCION**

1.- LOCALIZACION Y TRAZO	80
2.- OBRA FALSA	81
3.- EXCAVACIONES	81
4.- HINCADO DE PILOTES	81
5.- CONSTRUCCION DE CABEZALES DIAFRAGMAS Y FALSOS ALEROS	89
6.- CONSTRUCCION DE ZAMPEADOS	89
7.- RETIRO DE OBRA PROVISIONAL Y MONTAJE DE LA SUPERESTRUCTURA	90

PRESUPUESTOS DE OBRAS

a).- SUBESTRUCTURAS	96
b).- SUPERESTRUCTURAS	99

CAPITULO V.- CONCLUSIONES	101
----------------------------------	------------

APENDICE	102
-----------------	------------

INDICE	103
---------------	------------