

7

29



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

REVISION DE UN PUENTE DE CONCRETO POSTENSADO SUJETO A CARGAS EXTRAORDINARIAS.



T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
CANDIDO CRUZ ARANGO

No. CIA. 8339776-5

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**REVISION DE UN PUENTE DE CONCRETO
POSTENSADO SUJETO A CARGAS EXTRAORDINARIAS**

INDICE

INTRODUCCION	1
CAPITULO 1 ANTECEDENTES	
1.1 LOCALIZACION DEL PUENTE	4
1.2 CARACTERISTICAS GENERALES	4
1.3 CONSIDERACIONES GENERALES	8
1.4 ALCANCE	13
CAPITULO 2 CRITERIOS DE REVISION	
2.1 METODOS DE ANALISIS	16
2.2 CRITERIOS DE DISENO	32
2.3 CARGAS DE DISENO DEL PUENTE	35
2.4 CARGA VIVA EVENTUAL	39
2.5 SELECCION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	41
CAPITULO 3 ANALISIS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
3.1 ELEMENTOS MECANICOS DE LA CARGA MUERTA Y LA CARGA VIVA DE DISENO	46
3.2 ELEMENTOS MECANICOS DE LA CARGA VIVA EVENTUAL	54
3.3 REVISION DEL PUENTE	67

CAPITULO 4 ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO

4.1 ADICION DE CABLES POSTENSADOS	77
4.2 APUNTALAMIENTO PROVISIONAL	79
4.3 COLOCACION DE ARMADURAS LONGITUDINALES	81
4.4 APUNTALAMIENTO CON CABLES ATIRANTADOS	83

CAPITULO 5 REVISION DEL SISTEMA PUENTE-APUNTALAMIENTO

5.1 ANALISIS	86
5.2 REVISION DEL PUENTE COMO VIGA CONTINUA	91
5.3 DISENO DEL SISTEMA DE APUNTALAMIENTO	92
5.4 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	105

CAPITULO 6 ESTUDIO ECONOMICO

6.1 CUANTIFICACION	108
6.2 PROGRAMA DE OBRA	111
6.3 COSTO	112
CONCLUSIONES	114
BIBLIOGRAFIA	117

INTRODUCCION

Actualmente la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.), construye la Central Termoeléctrica San Carlos. Esta planta desempeñará una función vital para la península de Baja California Sur, específicamente en los poblados de Cd. Constitución y Puerto San Carlos.

La Central Termoeléctrica tiene en su primera etapa dos unidades generadoras de 32.5 MW cada una, empleando cada unidad un motor diesel que por su tamaño (20.9 x 12.6 x 4.1 m.) y capacidad son los más grandes de Latinoamérica.

El motor diesel, máquina que produce la energía mecánica necesaria para el generador eléctrico, es un diseño de la compañía japonesa MITSUBISHI-SULZER del tipo RTA, con dos turbocargadores y 12 cilindros.

Por facilidad de fabricación y montaje los motores diesel serán trasladados en embarques que comprenden varios ensambles los cuales se clasifican por dimensiones y pesos. Los equipos serán transportados vía marítima de Japón a Puerto San Carlos, y vía terrestre del Puerto a la Central Termoeléctrica, mediante plataformas tiradas por un tractor que manejará cargas del orden de 97 a 151 ton. En el recorrido terrestre cruzarán el Puente San Carlos (objeto de este trabajo), ubicado en el Km. 2 + 600 de

la carretera Puerto San Carlos-Cd. Constitución. El puente fue proyectado y construido en el año de 1966, con la finalidad principal de ser el lazo de comunicación entre la península y el puerto para la entrada y salida de productos pesqueros y agrícolas que existen en la región.

El Puente San Carlos es el único punto que existe para comunicar vía terrestre al puerto con la península. Es entonces de primordial importancia su funcionalidad actual para la transportación de los embarques de la C.F.E. La necesidad de hacer una revisión estructural, es evidente de tal manera que se asegure su estabilidad, y se garantice que los embarques lleguen a su destino.

El puente tiene un ancho de calzada de 7.50 m., con un ancho total de 9.10 m. La longitud del claro es de 45.00 m. al centro de los apoyos, la estructura esta resuelta a base de elementos de concreto prefabricado postensado.

El objetivo principal de este trabajo es realizar la revisión estructural del puente, sujeto a cargas eventuales mayores a las de diseño y proponer un apuntalamiento para su buen comportamiento y funcionalidad, en caso de requerirse. Cumpliendo con los lineamientos que estipule la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, así como los requerimientos que marcan los reglamentos aplicables.

CAPITULO 1

ANTECEDENTES

- 1.1 Localización del puente
- 1.2 Características Generales.
 - 1.2.1 Información
 - 1.2.2 Características geométricas
 - 1.2.3 Superestructura
 - 1.2.4 Subestructura
- 1.3 Consideraciones generales
- 1.4 Alcance

1.1 LOCALIZACION DEL PUENTE.

El puente San Carlos objeto de este estudio, se encuentra ubicado en el Estado de Baja California Sur en el Km. 2+600 de la carretera Federal No. 4, Puerto San Carlos -Cd. Constitución, al noroeste de la Paz. Fig. 1.1

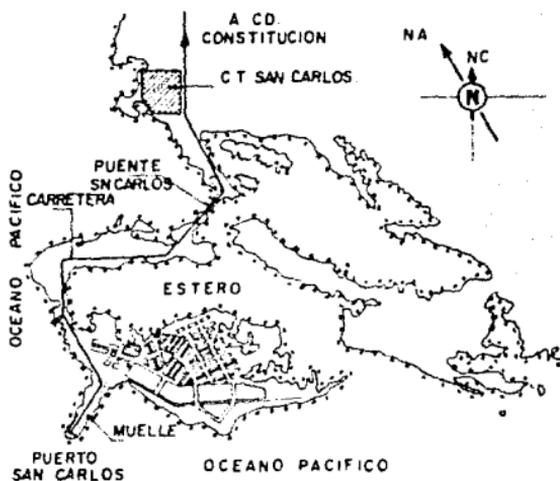
1.2 CARACTERISTICAS GENERALES

1.2.1 Información

A) Para elaborar la revisión estructural del puente se cuenta con los planos de construcción de la superestructura y cimentación de la Secretaría de Obras Públicas los cuales se enumeran en la Tabla 1.1. En las Figs. 1.2, 1.3, y 1.4 se muestran las dimensiones generales del puente.

Mo. PLANO	TITULO	FECHA
2336.1	Puente San Carlos. Plano General	VII/66
2336.2	Superestructura, Dimensiones Grales.	"
2336.4	Superestructura, Losas y Diafragmas.	"
2336.5	Subestructura. Apoyos.	"
2336.6	Juntas de Dilatación.	"
2336.7	Superestructura, Notas de Tensado.	"
2336.8	Caballetes Nos. 1 y 2.	"
T-5.45.2	Superestructura de concreto presforzado de 45.00 m., ancho de calzada de 7.50 m. Carga H.15-S.12	III/62

Tabla 1.1 Relación de planos proporcionados por la S.C.T.



CROQUIS DE LOCALIZACION

FIG. 11 Localización Geográfica

B) Plano batimétrico de la zona del canal donde se encuentra ubicado el puente, elaborado por la Coordinadora Ejecutiva del Noroeste de la Comisión Federal de Electricidad, en Agosto de 1989. Fig.1.3.

C) Lista de embarque de los equipos a la Central Termoeléctrica San Carlos. En ella se indican el peso y las dimensiones de las piezas que pasarán por el puente, Tabla 1.2.

D) Recomendaciones para la cimentación y procedimiento constructivo de la Gerencia de Ingeniería Experimental de C.F.E.

E) Autorización y recomendaciones para el apuntalamiento y uso del puente de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

1.2.2 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS

Longitud del claro entre apoyos	45.00 m.
Ancho de calzada	7.50 m.
Ancho de carril	3.75 m.
Ancho total	9.10 m.

Nº.	DESCRIPCIÓN	PESO BRUTO	DIMENSIONES	DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO DE TRANSPORTE	PESO TOTAL DEL EQUIPO DE TRANSPORTE	PESO POR LLANTA (TON)	PESO POR LANTAS DE ASES
1	BEDOLATE BLOCX (RFP)	74,000	1,700x300x100	PLATAFORMA MÓVIL DE 2 EJES CON 2 LLANTAS POR EJE (3,250x1,10)	99,000	2,9700	4,59
2	BITO (RFP)	94,000	1,650x300x100	ISEM ANTERIOR	109,000	2,9750	5,39
3	FRASCADERO (RFP)	120,800	875x370x140	PLATAFORMA CON 2 EJES Y 2 LLANTAS POR EJE (12,75x3,15)	160,800	2,9250	5,73
4	BITO (RFP)	170,500	1,650x300x100	ISEM ANTERIOR	170,500	2,9760	6,04
5	COLONIA BLOCX (RFP)	181,800	1,650x340x100	ISEM ANTERIOR	171,800	2,6920	6,34
6	BITO (RFP)	176,600	1,150x340x100	ISEM ANTERIOR	176,600	2,7590	6,22
7	CILINDRO BLOCX (RFP)	148,800	1,100x350x470	PLATAFORMA MÓVIL DE 9 EJES Y 16 LLANTAS POR EJE (12,15x4,115)	214,300	1,1900	2,10
8	BITO (RFP)	151,800	1,200x370x470	ISEM ANTERIOR	203,300	1,9970	2,43
9	RIR RESSLER BLOCX	51,800	1,200x320x470	LOW-BOY DE 2 EJES Y 2 LLANTAS (11,00x3,1x1,10)	63,800	2,9030	
10	BITO (RFP)	51,800	1,100x320x470	ISEM ANTERIOR	63,800	2,9030	

TABLA 1.2 LISTA DE ENBARQUES PROPORCIONADA POR LA OFICINA DE TRAFICO DE LA C.F.E.

1.2.3 SUPERESTRUCTURA

El puente está construido a base de cuatro traveses de concreto precolado postensados sección tipo AASHTO de 45.00 m. de claro, rigidizadas con diafragmas y un sistema de piso a base de losa de concreto entre los patines superiores de las traveses; los diafragmas y losas fueron coladas "in situ" y postensados posteriormente.

El modelo estructural del puente en su conjunto se ha concebido como un sistema de vigas simplemente apoyadas con un apoyo fijo y el otro móvil. Fig. 1.2, 1.3, y 1.4.

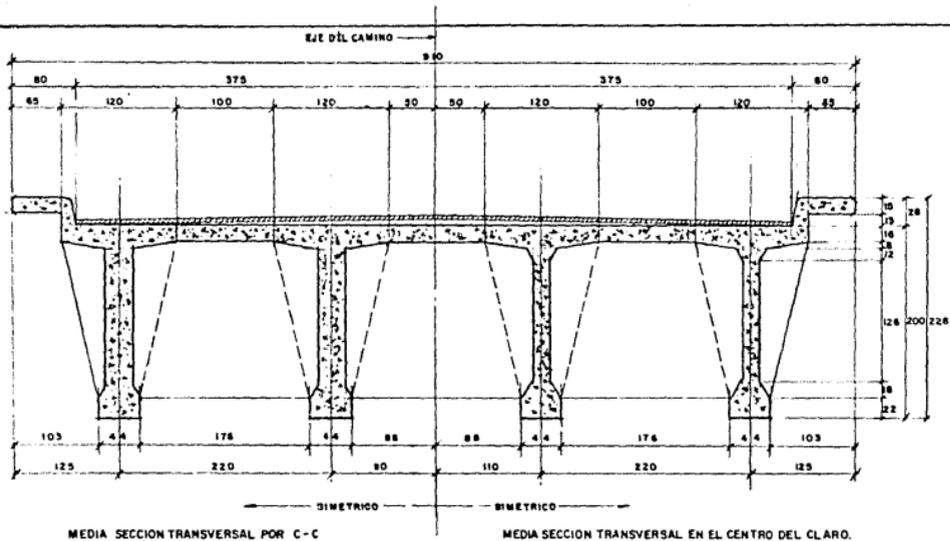
1.2.4 SUBESTRUCTURA

Las traveses se asientan sobre caballetes, los cuales están desplantados sobre cilindros hincados en la cota -11.47 m., a su vez apoyados en estratos de arenas finas color gris, de material limpio y con conchas. Fig. 1.2, 1.3, 1.4.

1.3 CONSIDERACIONES GENERALES.

A) Reglamentos Aplicables:

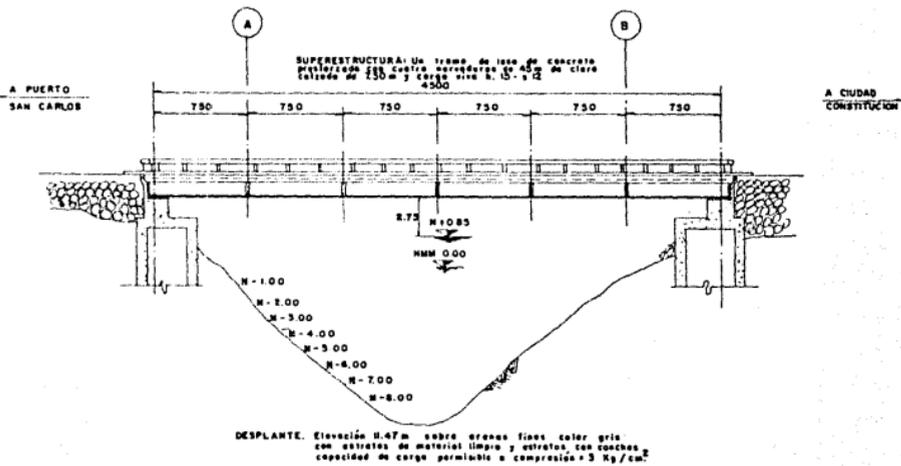
- 1.- "Standard Specifications for Highway Bridges. Adopted By The American Association Of State Highway and Transportation Officials", (AASHTO), edición 1983.



MATERIALES	
SUPERESTRUCTURA:	
CONCRETO DE $f_c = 450 \text{ kg/cm}^2$	1.0 m^3
CONCRETO DE $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$	182.0 m^3
CONCRETO DE $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	12.86 m^3
EN GUARNICIONES	15.1 m^3
CONCRETO ASFALTICO	8.8 m^3
CONCRETO DE $f_c = 100$	10.0 m^3
ACERO DE REFUERZO $T_{mm} (150/125)$	7740 kg
ACERO DE REFUERZO EN SUPERESTRUCTURA	7740 kg
PARAPETO T 8 (96.50 m LONGITUD TOTAL)	
CONCRETO DE $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	8.9 m^3
ACERO DE REFUERZO L E $\Sigma 2300 \text{ kg cm}^2$ 1068 kg	
MEOPRENO DUREZA SHORE 70 $\times 340 \text{ Osm}^3$	22 kg
ACERO ESTRUCTURAL EN APOYOS	74 kg
LAMINA DE COBRE DE 7 kg/m^2 (CAL. 23)	4.8 m^2
JUNTA ASFALTICA DE 3 cm DE ESPESOR	4.8 m^2
SUBESTRUCTURA	
CONCRETO DE $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	
EN CABEZALES DIAPHRAGMA Y TAPON SUPERIOR	69.4 m^3
CONCRETO DE $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	
EN CUERPOS DE CILINDROS	197.2 m^3
CONCRETO DE $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	
EN TAPONES INFERIORES	
ZOLADO EN AGUA	38.0 m^3
ACERO DE REFUERZO	1942 kg
ACERO ESTRUCTURAL EN CUCHELLAS	1946 kg
ENCADO DE CILINDROS (APROX.)	20
PEDRAPLEN DE ACCESO (APROX.)	12.50 m^3

Fig. 13

Accl. CMS.



CORTE ELEVACION POR EJE DEL CAMINO
 ACOT. CM B

Fig 1.4

- 2.- Reglamento de las construcciones de concreto reforzado del "American Concrete Institute", (ACI-318-83).
- 3.- Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E. Última edición.
- 4.- Reglamento de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

B) Materiales:

- 1.- Se considera un concreto $F_c' = 350$ kg/cm² en trabes, losas y diafragmas del puente de acuerdo a las notas de los planos T-5.45.2 y 2636.4 referidos anteriormente.
- 2.- En la cimentación se considera un concreto $F_c' = 200$ kg/cm² y acero de refuerzo de $F_y = 4200$ kg/cm², de acuerdo a las notas del plano 2336.5 antes citado.
- 3.- Usar acero estructural ASTM A-36 en perfiles laminados y anclas.
En cabezales, pilotes ó zapatas, concreto $F_c' = 200$ kg/cm².
En conexiones de la estructura de acero en caso de requerirse, tornillos de alta resistencia A-325 y soldadura con electrodos de la serie E-70.

C) Las cargas que se presentarán eventualmente se valuarán de acuerdo a la lista de embarque que se muestra en la Tabla 1.2.

D) El análisis de los elementos estructurales se realizará con el método de líneas de influencia, el método de rigideces y el programa de computadora STRUDL.

E) Diseño:

1.- La revisión del puente será tal que los factores de seguridad no sean menores de 1.2.

2.- Diseño del apuntalamiento:

a) la estructura de acero se diseñará utilizando el criterio de esfuerzos permisibles.

b) El diseño de la cimentación por el criterio de resistencia última.

1.4 ALCANCE.

A) Para el análisis de la estructura del puente se hace un modelo analítico simplificado de la estructura utilizando la información mencionada anteriormente.

B) El modelo se analiza utilizando el método de líneas de influencia y el programa de computadora STRUDL para obtener los elementos mecánicos de diseño y los efectos del equipo que debe soportar el puente.

C) Con la información disponible en los planos sobre secciones, armados, calidades de material y los resultados de los análisis antes mencionados, se revisa el sistema estructural apeandose a las disposiciones de los reglamentos aplicables.

D) La Secretaría de Comunicaciones y Transportes especifica que el puente no deberá ser reforzado en su parte interna, es decir, no acepta que se rompa ningún miembro estructural.

E) La solución propuesta deberá mostrar un óptimo comportamiento, además de garantizar procedimientos constructivos y costos aceptables.

F) Se elaboran esquemas, detalles y notas del sistema de refuerzo propuesto.

CAPITULO 2

CRITERIOS DE REVISION

2.1 Métodos de análisis

2.1.1 Líneas de influencia en vigas isostáticas

2.1.2 Líneas de influencia en vigas hiperestáticas

2.1.3 Método de rigideces

2.2 Criterios de diseño

2.3 Cargas de diseño del puente

2.3.1 Carga viva

2.3.2 Carga muerta

2.4 Carga viva eventual

2.5 Selección de elementos estructurales

2.1 METODOS DE ANALISIS.

Tiene especial interés en el desarrollo de proyecto estructurales para puente, conocer la posición de las cargas rodantes sobre los elementos que inducen elementos mecánicos máximos, tales como, momentos flectores y fuerzas cortantes en una sección dada de una o las máxima reacciones en un apoyo. Estos valores se pueden evaluar fácilmente utilizando el método de líneas de influencia. Este es el motivo por el cual se explica el método para vigas isostáticas y vigas hiperestáticas. El método de rigideces también es utilizado para calcular los momentos flexionantes y la fuerzas cortantes que se inducen como consecuencia de asentamiento en los apoyos. El programa de computadora STRUDL está elaborado con bases en este método.

2.1.1 LINEAS DE INFLUENCIA EN VIGAS ISOSTATICAS.

A) Línea de influencia de reacción.

Sea una viga AB libremente apoyada en sus extremos cuyo claro es L , Fig.2.1. La viga soporta la acción de una carga rodante P cuya abscisa " x " puede tener cualquier valor desde cero hasta L . Interesa saber como varía el valor de la reacción R en el apoyo izquierdo A con la abscisa " x " de la carga móvil.

La reacción R es función lineal de la abscisa " x " de

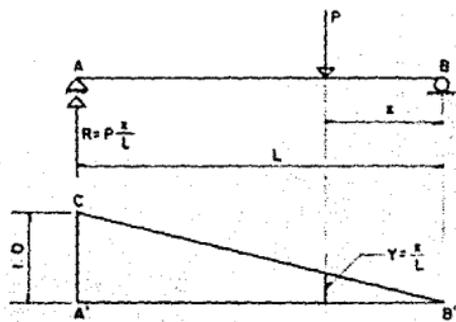


FIG. 2.1 Línea de influencia de la reacción R.

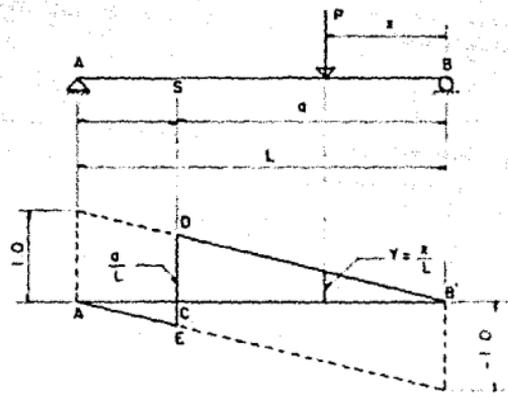


FIG. 2.2 Línea de influencia de fuerza cortante

la carga móvil y es proporcional a la intensidad de ésta. Por lo tanto, la reacción R_1 que se produce en el apoyo A de la trabe por cada unidad de la carga concentrada P es:

$$R_1 = R/P = x/L$$

La ordenada "y" en cualquier punto de la recta B'C representa el valor de la reacción R_1 en el apoyo izquierdo A. Si se aplica a la trabe una carga unitaria en el punto de abscisa "x" correspondiente a la ordenada "y". La recta B'C que goza de esta propiedad, es la línea de influencia de la reacción en el apoyo izquierdo de la viga considerada.

Si en lugar de aplicar una carga unitaria en el punto de abscisa "x" se aplica una carga cualquiera P' por ejemplo, es claro que la reacción en el apoyo izquierdo adquiere el valor:

$$P'(x/L) = P'(y)$$

B) Línea de influencia de fuerza cortante en la sección de una trabe.

La variación de la fuerza cortante en una sección cualquiera de una viga libremente apoyada en sus

extremos, sujeta a la acción de una carga concentrada móvil, puede representarse mediante una línea de influencia.

La fuerza cortante V en la sección S es positiva e igual a la reacción en el apoyo izquierdo si la abscisa " x " de la carga concentrada ($P=1$ ton) esta comprendida entre cero y a . Fig.2.2

$$V=R \text{ izq. si } 0 \leq x < a$$

V es una función lineal de " x " y su gráfica pasa por B' . La ordenada máxima de dicha gráfica es a/L que representa la fuerza cortante en la sección S , si la carga P esta aplicada a la derecha de esa sección, a una distancia infinitamente pequeña $dx=0$ de ella. Si el valor de V estuviera definido para el valor de $x=L$ la ordenada máxima de la gráfica sería $+1$.

Si la carga concentrada esta aplicada entre el apoyo A y la sección S , la fuerza cortante en esta tiene por valor:

$$V=x/L-1$$

El valor de V es siempre negativo para $a < x < L$. La representación de esta función es la recta $A'E$. La línea de influencia de la fuerza cortante en la

sección S es la línea quebrada $A'EDB'$.

C) Línea de influencia de momento flexionante en una sección cualquiera de una trabe.

La variación del momento flexionante en una sección de una viga libremente apoyada en sus extremos con la abscisa de una carga concentrada móvil ($P=1$ ton) puede representarse en una forma gráfica. Esta representación gráfica constituye la línea de influencia del momento flexionante en la sección considerada de la viga.

Sea una trabe AB de la que se va considerar una sección normal S cualquiera situada como se muestra en la Fig.2.3

Si la carga P se encuentra aplicada a la derecha de la sección entre S y B el momento flexionante en dicha sección es:

$$M = P(a)(x)/L$$

por lo tanto:

$$M_1 = M/P = a(x)/L \quad \text{para} \quad 0 \leq x \leq b$$

El momento M_1 que se expresa en ton-m/ton., es función lineal de " x ", y su representación es la recta $B'C$ de la Fig.2.3

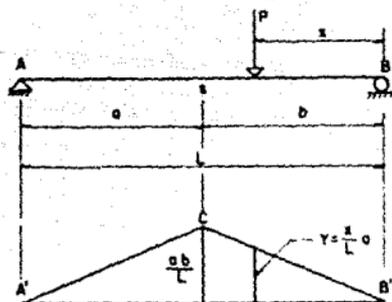


FIG 2.3 Línea de Influencia del Momento Flexionante.

Las ordenadas de esta recta, que es parte de la línea de influencia de que se trata, representan momentos en la sección S producidos por una carga unitaria de abscisa "x" variable.

Si la carga P se encuentra aplicada en la trabe entre la sección S y el apoyo izquierdo A el momento flexionante vale:

$$M = P(a)x / L - P(x-b) \quad \text{cuando} \quad b < x < L$$

$$M_1 = M/P = b + (a/L - 1)x$$

M₁ es función lineal de "x" y su gráfica es la recta A'C. El máximo valor posible de M₁ corresponde a x = b para el que:

$$M_1 = (a)b / L$$

La línea de influencia del momento flexionante en la sección S es A'CB'.

2.1.2 LINEAS DE INFLUENCIA EN VIGAS HIPERESTATICAS

Las líneas de influencia en estructuras hiperestáticas no son tan fáciles de obtener como en el caso de las estructuras isostáticas, sin embargo el problema se resuelve aplicando el principio de las deflexiones recíprocas de Maxwell y el principio de Muller-Breslau.

A) Principio de reciprocidad de Maxwell para las deflexiones. La deflexión en un punto A de una estructura por efecto de una carga aplicada en un punto B, es exactamente la misma que la deflexión en B si se aplica la misma carga en A.

B) Principio de Muller-Breslau. Las ordenadas de la línea de influencia de un esfuerzo cualquiera (como una fuerza axial, cortante, momento flexionante o reacción) de una estructura, son proporcionales a la curva de deformación que se obtiene suprimiendo de la misma la sujeción correspondiente a ese elemento de la estructura e introduciendo en su lugar la deformación correspondiente en la estructura primaria que queda.

C) Línea de influencia de reacción en una viga hiperestática.

Supongamos que se desea obtener, la línea de influencia de la reacción en el apoyo b de la viga indeterminada abc en la Fig. 2.4a. La ordenada de la línea de influencia en cualquier punto i, a una distancia "x" del extremo izquierdo, se obtiene colocando una carga unitaria en ese punto y calculando la reacción en el apoyo b. El procedimiento para

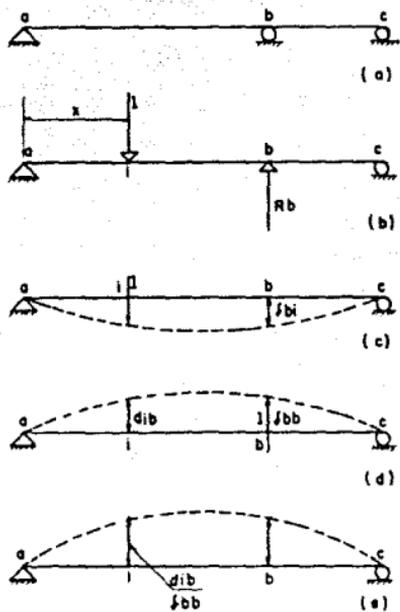


FIG 24 Línea de Influencia de reacción R_b

determinar esta reacción comprende las siguientes etapas:

1.- Se quita el apoyo en b y en su lugar se aplica una reacción hiperestática Rb.

2.- Se considera la viga ac como estructura primaria sometida a los efectos combinados de la fuerza unitaria en i y Rb. Fig.2.4b

3.- Se aplica la condición de compatibilidad de que el desplazamiento total en el punto b debe ser cero.

$$D_b = R_b \cdot (d_{b_2}) - d_{b_1} (1) = 0$$

Veáse la Fig. 2.4c y 2.4d

$$R_b = d_{b_1} (1) / d_{b_2}$$

4.- Se aplica la fase de reciprocidad

$$d_{b_1} = d_{i_2} \text{ entonces } R_b = d_{i_2} (1) / d_{b_2}$$

Obsérvese que el numerador " d_{i_2} " representa la ordenada de la curva elástica de la viga primaria ac, producida por la fuerza unitaria aplicada en b, el denominador d_{b_2} es solo un valor particular de la deformación en d_{i_2} , esto es, $d_{b_2} = d_{i_2}$ para $i=b$ como se indica en la Fig. 2.4d.

Cada ordenada de la curva de la Fig. 2.4d dividida por d_{b_2} dará la correspondiente ordenada de la línea de influencia de P_b , como se representa en la Fig. 2.4e.

D) Líneas de influencia de la fuerza cortante.

1.- Se comienza por eliminar la resistencia a la cortadura en la sección d , sin disminuir su capacidad de resistir momentos. Esto se logra insertando un mecanismo de corredera o guía, luego se aplica, un par de fuerzas unitarias iguales y opuestas que produzcan un cierto desplazamiento relativo vertical S , entre los dos extremos cortados sin producir rotación relativa, como se observa en la Fig.2.5.

2.- Hacer equilibrio de la viga. Obsérvese que existe un momento en la sección cortada para guardar equilibrio en ambos lados de la viga.

3.- Obtener el diagrama de momentos y utilizar el método de la viga conjugada o cualquier otro para obtener las deformaciones como se muestra en la Fig.2.6. Debe ponerse atención al momento en d (M_d). Esto es necesario puesto que el desplazamiento vertical relativo entre los dos extremos cortados en la sección de la viga distorsionada de la Fig.2.5 requiere una diferencia de momentos (sin diferencia de fuerza cortante) entre los dos extremos en d de la viga conjugada, esto se logra solamente aplicando un momento en d a la viga conjugada. Haciendo equilibrio, obsérvese que M_d es la diferencia de

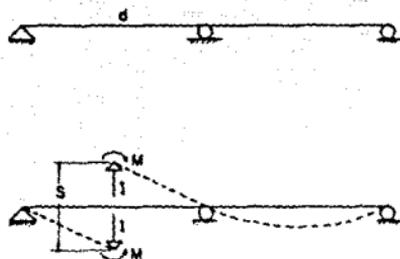


FIG. 2.5 Mecanismo de corredera para resistir momentos.

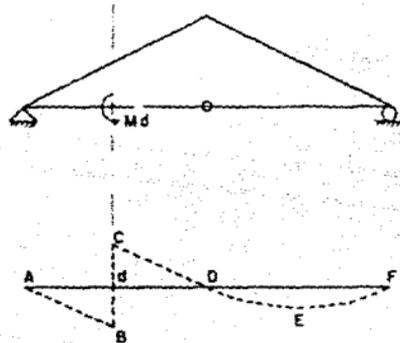


FIG. 2.6 Línea de influencia de la fuerza cortante en la sección D

momentos entre los lados izquierdo y derecho de la sección d de la viga conjugada y por consiguiente es igual al desplazamiento relativo S entre las dos partes correspondientes de la viga deformada. Los valores de los momentos de la viga conjugada se dividen entre M_d y dan las ordenadas de la línea de influencia de la fuerza cortante en la sección d . Fig.2.6

E) La línea de influencia del momento flexionante en una sección de una viga puede obtenerse, cortando la sección y permitiendo que un par de momentos iguales y opuestos produzcan una rotación relativa unitaria (pero no una traslación relativa) de los dos lados de la sección considerada. La estructura deformada será entonces la línea de influencia del momento. A continuación se indica el procedimiento a seguir para obtener la línea de influencia:

- 1.- Sea la viga ABC de dos claros que se muestra en la Fig.2.7 Introducir una articulación en la sección "d" que se desea analizar.
- 2.- Se aplican momentos unitarios a cada lado de la articulación para producir una rotación relativa θ .
- 3.- Obtener las reacciones de la viga por medio de las ecuaciones de equilibrio y/o como una estructura en

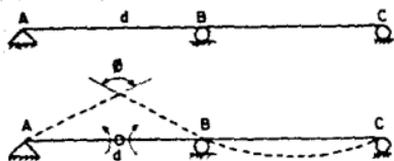


FIG. 2.7 Vigo Deformada

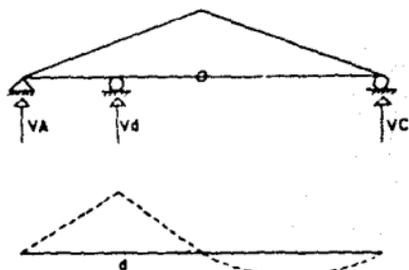


FIG 2.8 Línea de Influencia de Momento en la Sección d

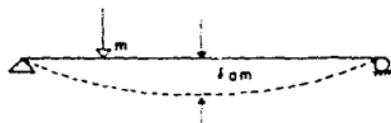


FIG 2.9 Línea de influencia de Desplazamiento Vertical

voladizo para obtener el diagrama de momentos .

4.- Utilizar el método de la viga conjugada o cualquier otro para obtener las deflexiones. Obsérvese que la reacción en d de la viga conjugada es la diferencia en fuerza cortante entre los lados izquierdo y derecho de la sección d , de la viga conjugada y por esto es igual a la rotación relativa θ entre las correspondientes secciones de la viga conjugada. Los momentos de la viga conjugada entre la rotación relativa da como resultado las ordenadas de la línea de influencia de momentos. Fig.2.8

F) Líneas de influencia de desplazamiento vertical.

Supongamos que queremos dibujar la línea de influencia del desplazamiento vertical en el punto uno de la viga que se muestra en la Fig.2.9

Se pueden calcular sus ordenadas colocando una carga unitaria sucesivamente en diversos puntos de la viga y calculando en cada caso el desplazamiento vertical producido en uno. De este modo cuando se coloca la carga unitaria en un punto cualquiera " x " produce un desplazamiento (d_{1x}) en "1" y cuando esta en cualquier punto, y , un desplazamiento (d_{1y}) en el punto "1". Sin embargo, debe de observarse la ventaja

de aplicar a este problema el Principio de Maxwell antes mencionado. Por lo tanto la elástica de la viga cuando se coloca una carga unitaria en un punto "1" es la línea de influencia del desplazamiento vertical en dicho punto.

2.1.3 METODO DE RIGIDECES.

El método de rigideces para el análisis de estructuras hiperestáticas considera para su solución, que los desplazamientos angulares y lineales son las incógnitas del problema.

Utilizando las relaciones de esfuerzo deformación del material, las fuerzas internas de la estructura se pueden expresar en función de los desplazamientos. Esta propiedad se utiliza en el análisis del puente cuando se hace el modelo con los apoyos provisionales, para conocer los elementos mecánicos que inducen los desplazamientos verticales en el apoyo provisional.

Este mismo método se utiliza también en el programa de computadora STRUDL con el cual se hace el análisis para 54 posiciones de la carga viva eventual a lo largo del puente.

2.2 CRITERIOS DE DISEÑO

Los elementos estructurales del puente fueron diseñados utilizando el criterio de esfuerzos permisibles o esfuerzos de trabajo, el cual consiste en determinar los esfuerzos correspondientes a acciones interiores obtenidas de un análisis elástico de la estructura bajo sus supuestas acciones de servicio. Estos esfuerzos se comparan con esfuerzos permisibles especificados como una fracción de la resistencia del concreto y el acero. Se supone que así se logra a la par un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio y una margen razonable de seguridad. En la revisión del puente se buscará que los factores de seguridad contra la falla no sean menores de 1.2. En el diseño del apuntalamiento los elementos de acero se diseñan utilizando el criterio de esfuerzos permisibles y la cimentación se diseña con el método de resistencia última.

2.2.1 Esfuerzos permisibles del acero y el concreto según las especificaciones AASHTO.

A) En el acero de presfuerzo:

-Esfuerzo antes de las pérdidas por escurrimiento plástico y relajamiento.....0.70 f's.

-Esfuerzo debido a las cargas de servicio después de todas las pérdidas0.80 F^*y .

B) Los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio, después que se presenten todas las pérdidas de presfuerzo, no deben exceder los siguientes valores:

-Esfuerzo en la fibra extrema en compresión....0.40 $f'c$

-Esfuerzo de tensión en fibras extremas en la zona de tensión precomprimida..... 1.6 $f'c^{1/2}$

donde:

$f's$ = Resistencia última del acero de presfuerzo.

F^*y = Punto de cedencia del acero de presfuerzo.

$f'c$ = Resistencia a compresión del concreto a los 28 días.

C) La fuerza cortante que provee el concreto será el menor de los siguientes valores, V_{ci} ó V_{cw} .

$$V_{ci}=0.16 f'c^{1/2}.b.d + V_d + V_i. M_{cr} / M_{max}.$$

donde:

b = ancho de la sección rectangular o el espesor del alma de una sección con patín.

d = profundidad desde la cara en compresión del miembro, hasta el centroide del acero de presfuerzo y no debe ser menor que 0.8 h .

V_i y M_{max} . son respectivamente el cortante y el momento flector en la sección considerada, provenientes de la carga muerta y la carga viva sobrepuestas.

M_{cr} = momento que produce el agrietamiento por flexión.

$$M_{cr} = I(1.6 f'c^{1/2} + f_{pe} - f_d) / Y_t$$

V_d = cortante debido al peso propio del miembro y se calcula sin factor de carga.

f_d = esfuerzo de flexión en la cara inferior debido al peso propio del miembro, también calculado sin factor de carga.

f_{pe} = esfuerzo de compresión del concreto en la cara inferior debido a la fuerza pretensora efectiva.

La resistencia nominal al cortante correspondiente al agrietamiento por cortante en el alma V_{cw} .

$$V_{cw} = (0.9 f'c^{1/2} + 0.3 f_{pc}) b.d + V_p$$

V_p = componente vertical de la fuerza pretensora efectiva en la sección.

$$V_p = P_e \cdot \sin \phi$$

ϕ = inclinación de la línea centroidal del tendón en la sección.

f_{pc} = esfuerzo de compresión en el centroide de el concreto debido a la fuerza pretensora efectiva.

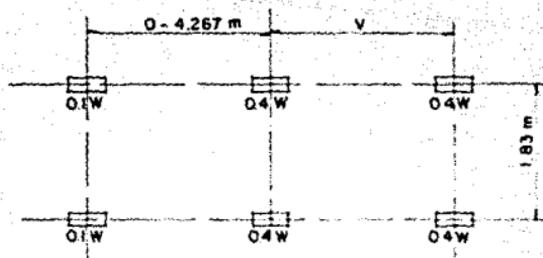
2.3 CARGAS DE DISEÑO DEL PUENTE .

2.3.1 Carga viva de diseño .

En los planos proporcionados por la S.C.T relacionados en la Tabla 1.1, especifica que el puente se construyó con una carga viva de diseño utilizando un camión estándar tipo H.15-S.12, antigua denominación de la AASHTO, equivalente a la HS-15-44 según la denominación AASHTO, edición 1983. Fig.2.10.

La carga HS consiste en un tractor con un semiremolque o una carga de línea de 10 pies de ancho uniformemente repartida con una carga concentrada para momento y otra para cortante.

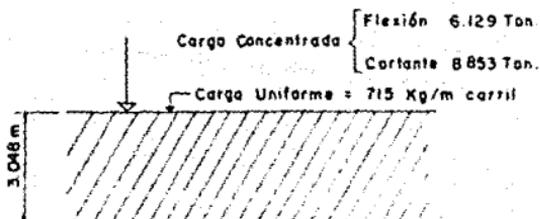
Las especificaciones AASHTO establecen que, "los esfuerzos provocados por la carga viva se incrementarán debidos a los efectos dinámicos, vibración, e impacto que produce la carga a la estructura y que sólo será aplicable a la superestructura incluyendo soportes de concreto o acero". El puente objeto de este trabajo no tiene



W 2.724 Ton. 10.896 Ton 10.896 Ton.

V Puede ser desde 4.267 m hasta 9.144 m.
el que produzca el máximo esfuerzo.

a) CAMION ESTANDAR.



b) CARGA DE LINEA

FIG 210 Carga HS-15-44

problemas dinámicos ni de vibración y sólo se considera el impacto para efecto de obtener los elementos mecánicos de diseño.

El factor de impacto se evalúa con la siguiente ecuación:

$$I=50 / (L+125)$$

por lo tanto:

$$I= 50 / (45 / .3048 + 12) = 0.1833$$

donde:

I= fracción de impacto que debe ser menor al 30 por ciento

L= Longitud del claro longitudinal del puente entre apoyos, medido en pies.

Luego, la distribución lateral de las cargas se considera de la siguiente manera:

a) Para traveses interiores de concreto presforzado y puentes diseñados con dos líneas de tráfico o más el factor de concentración se obtiene con la siguiente ecuación:

$$P_c= S/5.5$$

donde:

S= espacio entre las traveses longitudinales, en pies.

$$F_c = 2.2 / (0.3048 \times 5.5) = 1.3123$$

b) Trabes exteriores se considera un factor de concentración:

$$F_c = 1.0$$

2.3.2 Carga muerta de diseño.

El peso muerto de la superestructura y subestructura se calcula en función de las cantidades de material que muestran los planos que se indican en la Tabla 1.1.

A) Peso de la superestructura

concreto $f'c=450$ kg/cm ²	1.00 m ³		
concreto $f'c=350$ kg/cm ²	162.00 m ³		
concreto $f'c=200$ kg/cm ²	20.00 m ³		
concreto $f'c=100$ kg/cm ²	8.60 m ³		
peso concreto hidráulico	191.60 m ³ x 2.4ton	=	459.84 ton
Concreto asfáltico	15.1 m ³ x 2.0	=	60.40 ton
Acero de presfuerzo			10.00 ton
Acero de refuerzo			8.90 ton
Parapeto			9.70 ton
PESO DE LA SUPERESTRUCTURA		=	548.84 ton

B) Peso de la subestructura :

Concreto $f'c=200$ kg/cm ²	69.40 m ³		
Concreto $f'c=200$ kg/cm ²	127.20 m ³		
Concreto $f'c=200$ kg/cm ²	38.00 m ³		
peso concreto hidráulico	304.60 m ³ x 2.4ton	=	731.00 ton
Acero de refuerzo			19.20 ton
Acero estructural			1.90 ton
PESO DE LA SUBESTRUCTURA		=	752.10 ton

2.4 CARGA VIVA EVENTUAL

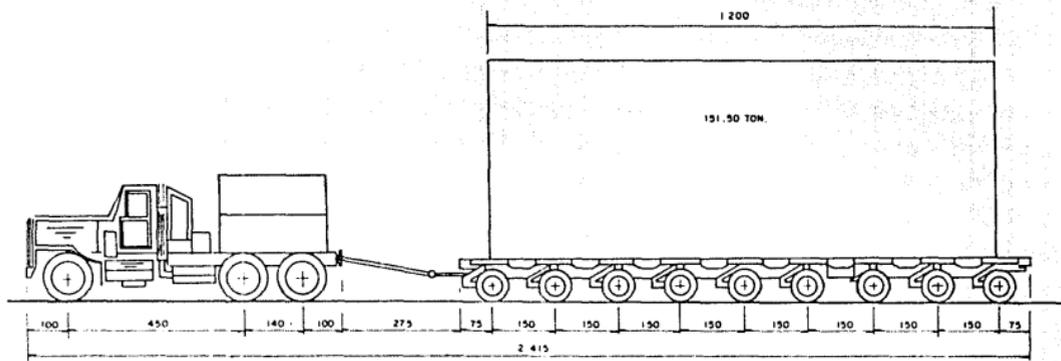
Se denomina carga viva eventual, a la carga que transitará por el puente, de acuerdo a los datos de embarque de tráfico de la Comisión Federal de Electricidad. En la Tabla 1.2 se indica las cargas y dimensiones de los embarques. Estos incluyen el peso total del equipo, peso de la plataforma y el tractor de rodamiento.

El equipo de transporte que se considera para trasladar la carga máxima utilizará una plataforma con nueve ejes, cada eje esta constituido de 16 llantas, ver la Fig. 2.11.

Equipo de transporte formado por:

$$\begin{aligned} & \text{Tractor + Plataforma + Equipo} = \\ & 25.00 + 43.80 + 151.50 = 220.30 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Esta carga es la máxima que transitará por el puente.



VISTA LONGITUDINAL

NO DE LLANTAS	2
CARGA MUERTA (TON)	5
CARGA UTIL (TON)	0
CARGA TOTAL (TON)	5
CARGA x LLANTA	25

4	4
10	10
0	0
10	10
25	25

16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
4.866	4.866	4.866	4.866	4.866	4.866	4.866	4.866	4.866	4.866
16.84	16.84	16.84	16.84	16.84	16.84	16.84	16.84	16.84	16.84
21.706	21.706	21.706	21.706	21.706	21.706	21.706	21.706	21.706	21.706
1.357	1.357	1.357	1.357	1.357	1.357	1.357	1.357	1.357	1.357

FIG. 241 CARGA VIVA EVENTUAL

2.5 SELECCION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Para la revisión del puente se analiza brevemente las trabes, losas y diafragmas para hacer una selección de cuales soportan la carga eventual con un margen de seguridad adecuado y cuales no para dedicarle mayor atención.

Si se observa la superestructura del puente en las Figuras, 1.2, 1.3, y 1.4, está compuesta a base de trabes, losas y diafragmas, y por ser de mayor importancia las trabes, tienen prioridad a la revisión pues son los elementos principales que resisten la totalidad de la carga y la transmiten a los apoyos.

En segundo orden se encuentran las losas localizadas entre los patines de las trabes tipo AASHTO (Fig.1.4). Las especificaciones AASHTO expresa que el momento en claros simples se determina con la siguiente ecuación:

$$M = ((S+2)/32)P$$

donde:

M= Momento, en pies por libra por pie de ancho de losa.

P= carga de una llanta trasera del camión.

P= 12,000 lbs. para la carga HS-15

S= longitud efectiva entre las trabes longitudinales, en pies.

$$S = 1.00 / 0.3048 = 3.28'$$

sustituyendo valores:

$$M = ((3.28+2)/32) * 12,000 = 1980 \text{ lb.ft./ft.}$$

$$M = 987 \text{ kg.m/m}$$

El momento provocado por la carga viva más el factor de impacto I :

$$I = (50/(L+125)) = (50/(2.20/0.3048+125))$$

$$I = 0.3781 > 0.30$$

por lo tanto el factor de impacto que se considera es de $I=1.30$, entonces el momento será:

$$M = 897 * 1.30 = 1166 \text{ kg. m./m.}$$

El momento provocado por la carga viva eventual es el mayor valor de las condiciones mostradas en la Fig. 2.12

a) Carga concentrada:

$$M = 1.35 * (0.17 * 0.83 + 0.52 * 0.48 + 0.87 * 0.13) = 0.680 \text{ ton. m/m}$$

La carga concentrada que se muestra en la Fig. 2.12 corresponde a las cargas que induce cada par de llantas de la plataforma y se puede observar en la Tabla 1.2.

b) Carga uniforme

$$M = 2.41 * 1.0 / 8 = 0.301 \text{ ton.m/m}$$

El factor de seguridad es (F.S)

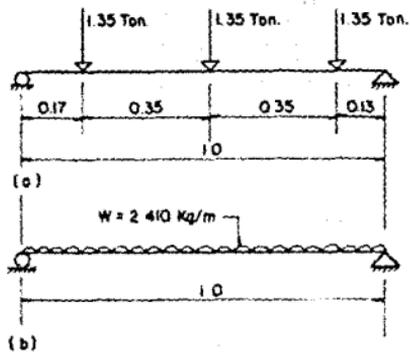


FIG. 2.12 Cargas para Revisión de Losa

$$F.S = 1166/680 = 1.71 > 1.2$$

por lo tanto la losa no necesita refuerzo adicional. Las especificaciones AASHTO estipulan que las losas diseñadas con el momento flexionante anterior no tienen problemas de cortante.

La revisión de los diafragmas no se considera necesario debido a que la finalidad principal de estos elementos es rigidizar las traveses principales del puente, de tal forma que trabajen en conjunto, en otras palabras, que el factor de concentración tienda ser 1.0. Por lo tanto, se considera que no es necesaria la revisión en éstos elementos.

CAPITULO 3

ANALISIS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- 3.1 Elementos mecánicos de la carga muerta y carga viva de diseño.
- 3.2 Elementos mecánicos producidos por la carga viva eventual.
- 3.3 Revisión del puente.

Para obtener los elementos mecánicos de diseño, se elabora un modelo analítico del puente como una viga simplemente apoyada en sus extremos, un factor de concentración en las traveses interiores de 1.3123 y en las exteriores 1.0, de acuerdo a las especificaciones AASHTO.

Las propiedades geométricas de las traveses se consideran constantes y con la sección que se localiza al centro del claro para momento flexionante y la sección en el apoyo para la fuerza cortante.

El cálculo del momento y cortante inducidos por la carga viva de diseño se obtiene con las dos alternativas que especifica las normas AASHTO expuestas en el inciso 2.3.1. Fig.3.1

3.1 ELEMENTOS MECANICOS DE LA CARGA MUERTA Y CARGA VIVA DE DISEÑO

A) Análisis del modelo aplicando la carga muerta.

El peso de la carga muerta que se utiliza en este análisis se obtuvo en el inciso 2.3.2. Ver Fig. 3.2(a).

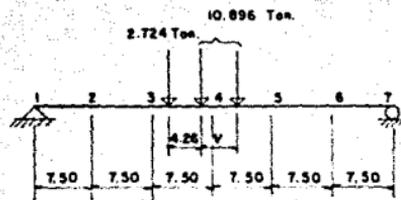
$$R1=R7=548.84/2=274.42 \text{ ton.}$$

$$M2=274.42*7.50-12.20*7.5^2/2=1715.03 \text{ ton.m.}$$

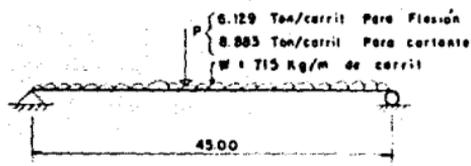
$$M4=548.84*45.00/8=3087.23 \text{ ton.m.}$$

$$M2=M6$$

$$V1=V7=274.42 \text{ ton.}$$



(a)

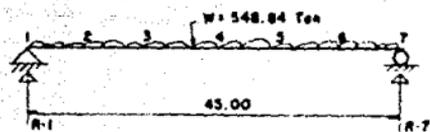


(b)

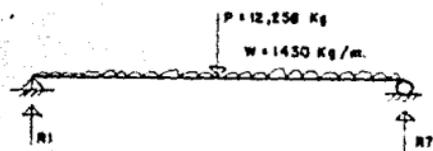
Fig. 3.1 CARGAS VIVA DE DISEÑO

(a) Cargo de camión

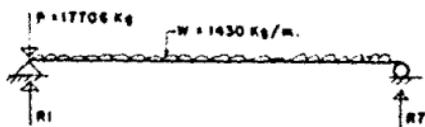
(b) Cargo de línea



(a)



(b)



(c)

Fig. 3.2 (a) Carga muerta
 (b) Carga concentrada para flexión
 (c) Carga concentrada para corte

La fuerza cortante a un peralte de la sección del pano interior del apoyo.

$$Vd = 274.42 * 20.80 / 22.50 = 253.68 \text{ ton.}$$

B) Análisis del modelo con la carga de carril.

1) Momento Flexionante (Fig. 3.2(b)).

La carga de carril es de 715 kg/m, pero como son dos carriles, entonces la carga uniforme será:

$$w = 715 * 2 = 1,430 \text{ kg/m}$$

Adicional a la carga de carril se considera una carga concentrada P para flexión

$$P = 6,129 * 2 = 12,258 \text{ kg.}$$

$$R1 = R7 = 1.43 * 45.00 / 2 + 12.258 / 2 = 38.30 \text{ ton.}$$

$$M2 = 38.30 * 7.5 - 1.43 * 7.50^2 / 2 = 247.03 \text{ ton.m}$$

$$M4 = 38.30 * 22.50 - 1.43 * 22.50^2 / 2 = 500.00 \text{ ton.m.}$$

$$M2 = M6$$

2) Fuerza Cortante (Fig. 3.2(c))

$$w = 1430 \text{ kg/m}$$

$$P = 8,853 * 2 = 17,706 \text{ kg}$$

El cortante máximo ocurre cuando la carga concentrada esta en cualquiera de los dos apoyos

$$VmAx = 1.43 * 45.00 / 2 + 17.706 = 49.88 \text{ ton.}$$

C) Análisis del modelo con la carga de camión.

En este análisis se utiliza el método de líneas de influencia para momento aplicado a vigas isostáticas.

1) Momento flexionante en la sección 2 y 6. (Fig.3.3)

La ordenada máxima de la línea de influencia tiene el valor siguiente:

$$Y_{\text{máx.}} = 37.50 * 7.50 / 45 = 6.25\text{m}$$

El momento máximo en la sección ocurre cuando una de las cargas que compone el tren de cargas está infinitamente cerca de la sección, retomando lo anterior, es necesario investigar qué carga está en la sección cuando ocurre el momento máximo.

Posición No.1 del camión.

$$M = 6.25 * 2.724 + 10.896 * 7.50 * 41.767 / 45 - 10.896 * (41.767 - 37.5)$$

$$M = 46.38 \text{ ton.m.}$$

Posición No. 2 del camión.

$$M = 2.724 * 7.50 * 33.233 / 45.00 + 6.25 * 10.896$$

$$+ 0.896 * 7.50 * 41.767 / 45.00 - 10.896 * (41.767 - 37.50)$$

$$M = 112.54 \text{ ton.m}$$

VALORES Y DIMENSIONES DEL CAMION DE DISEÑO



P = 10.846 Ton.
 P1 = 2.724 Ton.
 c = 4.267 m.

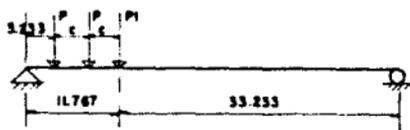
LÍNEA DE INFLUENCIA DE MOMENTO FLEXIONANTE



POSICIÓN No 1 DEL CAMION



POSICIÓN No 2 DEL CAMION



POSICIÓN No 3 DEL CAMION

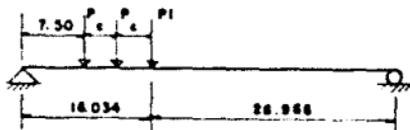


Fig. 3.3 Línea de influencia del momento flexionante en sección 2 y 6

Posición No.3 del camión.

$$M=10.896*(6.25+7.50*33.233/45)+2.724*7.50*28.566/45.00$$

$$M=141.60 \text{ ton.m}$$

Momento flexionante máximo debido a la carga de camión en la sección 2 y 6.

2) Momento flexionante en la sección 4.

Posición No.4 del camión.

$$Y_{\text{máx.}}=22.50^2/45.00=11.25 \text{ m.}$$

$$M= 2.724*11.25 + 10.896*(22.50*26.767/2-(26.767-22.50) + 22.50*31.034/45-(31.034-22.50))$$

$$M= 206.07 \text{ ton.m.}$$

Posición No.5 del camión.

$$M=2.724*22.50*18.233/45.00+10.896*(11.25+22.50*26.767/45-(26.767-22.50))$$

$$M=246.75 \text{ ton.m}$$

Posición No. 6 del camión.

$$M=10.896*(11.25+22.50*18.233/45)+2.724*22.50*13.966/45$$

$$M=240.94 \text{ ton.m}$$

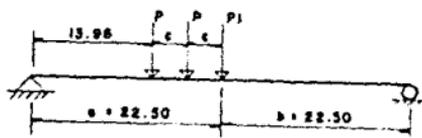
De acuerdo a los resultados anteriores, el momento máximo que ocurre en la sección 4 es cuando la carga de camión esta en la Posición No. 6: $M_{\text{máx.}}=246.75 \text{ ton. m.}$

LÍNEA DE INFLUENCIA DE MOMENTO FLEXIONANTE



POSICION No 4 DEL CAMION

$P = 10.896 \text{ Ton}$
 $P_1 = 2.742 \text{ Ton}$
 $c = 4.267 \text{ m}$



POSICION No. 5 DEL CAMION



POSICION No 6 DEL CAMION



Fig. 3.4 Línea de influencia del momento flexionante en la sección 4

3) Cortante máximo

El cortante máximo provocado por la carga de camión ocurre cuando la última carga de 10.896 ton. esta en el apoyo.

$$V_{\text{máx.}} = 24.516 \text{ ton.}$$

CARGA	MOMENTO (ton.m)			CORTANTE (ton.)	FACTOR CONCENTRACION	FACTOR IMPACTO
	2	4	6			
Muerta	1715.00	3087.00	1715.00	274.42	1.0000	0.0000
Carril	247.00	500.00	247.00	49.88	1.3123	1.1833
Camión	142.00	247.00	142.00	24.52	1.3123	1.1833

Tabla 3.1 Elementos mecánicos producidos por la carga HS-15-44.

3.2 ELEMENTOS MECANICOS DE LA CARGA VIVA EVENTUAL.

El análisis del puente con la carga viva eventual transitando se realiza con el programa de computadora STRUDL, para ello es necesario conocer los valores reales del momento de inercia de la sección, el módulo de elasticidad del concreto y el factor de concentración de las traves, es decir, la distribución que tendrá la carga eventual en el puente.

A) Momento de inercia de las trabes y módulo de elasticidad del concreto.

Para obtener los datos en forma precisa se hicieron mediciones de la deflexión en el centro del claro longitudinal del puente. El procedimiento fue el siguiente:

Se hizo una lectura con un nivel para establecer la elevación de la corona de la carpeta en el centro del puente y referenciar esta elevación a un punto fuera del camino, después colocar una carga $P=70$ ton. (en este caso se utilizó una grúa), en el centro del claro de tal forma que la resultante de la carga P coincidiera con dicho centro, luego hacer una segunda lectura para determinar la diferencia de elevaciones, esta diferencia es la deflexión.

$$D=-0.015m$$

La deflexión para una viga simplemente apoyada en sus extremos con la carga en el centro es:

$$D=PL^3/48EI$$

sustituyendo valores y despejando el producto EI

$$EI=70 \cdot 45^3 / 48 \cdot 0.0152 = 8742824.31 \text{ ton.m}^2$$

El momento de inercia centroidal de la sección, se obtiene

considerando la sección gruesa de concreto de las cuatro trabes y la losa entre los patines de las trabes. Fig 3.5.

$$I_z=1.70557754 \text{ M}^4$$

$$E=5126019.84 \text{ Ton/M}^2$$

B) Factor de concentración:

1) En la obtención de el factor de concentración para distribución de las cargas en las trabes del puente se analiza como una retícula plana, que incluye las cuatro trabes y los diafragmas rigidizantes. con una condición de carga de tractor más plataforma formada por 9 ejes con 16 llantas por eje incluyendo la carga viva eventual máxima. Fig.3.6

1) Hipótesis:

- 1.- Se supone que el centro longitudinal del puente coincide con el centro transversal de la plataforma .
- 2.-Los apoyos de las trabes en un extremo se consideran como articulaciones y como apoyos libres en el extremo opuesto.
- 3.-El momento centroidal de las trabes se considera constante.
- 4.-La participación de las losas se considera despreciable.
- 5.-El ala del patin superior del diafragma se considera como cuatro veces el espesor del patin, para obtener el momento centroidal del diafragma. Fig.3.7

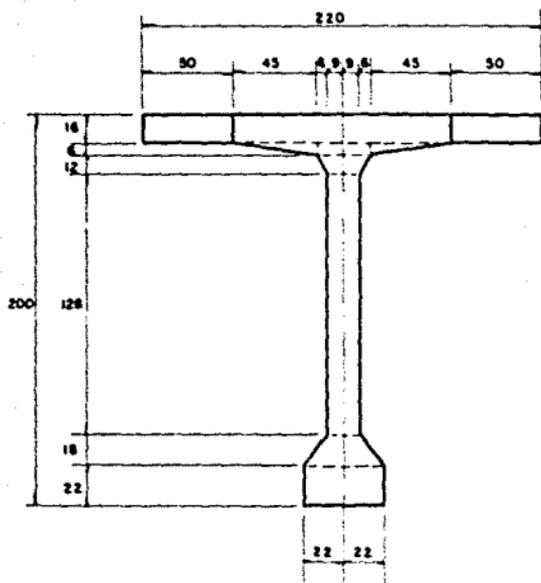


Fig. 3.5 Sección transversal de trabe y losa en el centro del claro

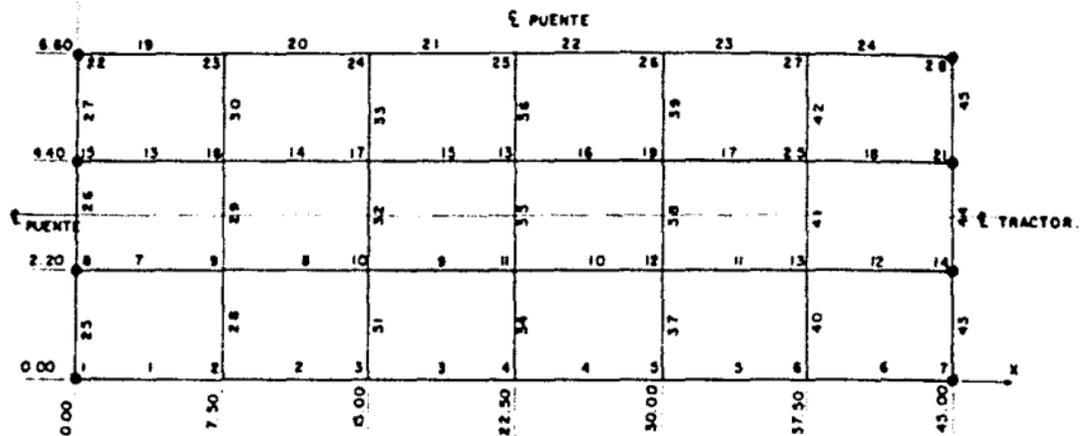


Fig. 3.6 Modelo para analisis como reticula plana del puente, Utilizando el programa STRUDL. Para el calculo de participacion de cada trabe longitudinal.

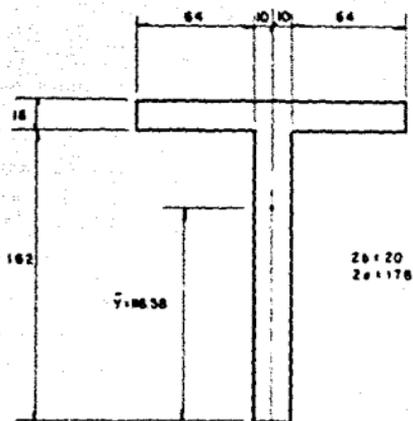


Fig.3.7 Sección transversal del diaphragma

C) Propiedades geométricas.

1.-CENTROIDE:

AREA (cm ²)	y(cm)	A.y
148 x 16 = 2368	170	402560
20 x 162 = 3240	81	262440
At = 5608		665000

$$Y = 665000 / 5608 = 118.58 \text{ cm.}$$

2.-MOMENTO DE INERCIA:

$$I_z = 148 \cdot 16^3 / 12 + 2358 \cdot 51.42^2 + 20 \cdot 162^3 / 12 + 3240 \cdot 37.58^2$$

$$I_z = 17,973,138.9 \text{ cm}^4 = 0.179731389 \text{ M}^4$$

3.-MOMENTO TORSIONAL:

$$I_x = ab^3 \left(\frac{16}{3} - 3.36 \cdot a \cdot \left(1 - \left(\frac{b}{a} \right)^4 / 12 \right) / b \right) =$$

$$I_x = 0.89 \cdot 0.10^3 \left(\frac{16}{3} - 3.36 \cdot 0.89 \cdot \left(1 - \left(\frac{0.10}{0.89} \right)^4 / 12 \right) / 0.10 \right) =$$

$$I_x = 0.00441 \text{ M}^4$$

d) CONSTANTES:

Módulo de elasticidad del concreto:

$$E = 5,126,019.84 \text{ ton-m}^2$$

e) TOPOLOGIA* DEL MODELO

PUNTO	COORDENADAS		APOYO
	X	Y	
1	00.00	0.00	S
2	7.50	0.00	
3	15.00	0.00	
4	22.50	0.00	
5	30.00	0.00	
6	37.50	0.00	
7	45.00	0.00	S
8	00.00	2.20	S
9	7.50	2.20	
10	15.00	2.20	
11	22.50	2.20	
12	30.00	2.20	
13	37.50	2.20	
14	45.00	2.20	S
15	00.00	4.40	S
16	7.50	4.40	
17	15.00	4.40	
18	22.50	4.40	
19	30.00	4.40	
20	37.50	4.40	
21	45.00	4.40	S
22	00.00	6.60	S
23	7.50	6.60	
24	15.00	6.60	
25	22.50	6.60	
26	30.00	6.60	
27	37.50	6.60	
28	45.00	6.60	S

* TOPOLOGIA, describe el número de nudos e incidencias de los miembros que forman el modelo estructural.

MIEMBRO

INCIDENCIA
PUNTOS

1	1	2
2	2	3
3	3	4
4	4	5
5	5	6
6	6	7
7	7	8
8	8	9
9	10	11
10	11	12
11	12	13
12	13	14
13	15	16
14	16	17
15	17	18
16	18	19
17	19	20
18	20	21
19	22	23
20	23	24
21	24	25
22	25	26
23	26	27
24	27	28
25	1	8
26	8	15
27	15	22
28	2	9
29	9	16
30	16	23
31	3	10
32	10	17
33	17	24
34	4	11
35	11	18
36	18	25
37	5	12
38	12	19
39	19	26
40	6	13
41	13	20
42	20	27
43	7	14
44	14	21
45	21	28

De los resultados del análisis se concluye que el factor de concentración para todas las traveses es de 1.0, es decir, que toman el mismo porcentaje de momento, cortante y tiene una deformación en conjunto.

C) ANALISIS DEL PUENTE COMO VIGA SIMPLEMENTE APOYADA.

Este análisis considera al puente como una viga simplemente apoyada en sus extremos y nudos equidistantes a 7.50 m. que sean capaces de soportar momentos y cortantes.

El momento de inercia del modelo es el obtenido de la sección de las cuatro traveses y la losa.

El tractor con la carga se estaciona a cada 1.25 m. desde que entra el primer eje de el tractor al puente hasta que sale la última llanta de la plataforma, en total ocupa 54 posiciones a lo largo del puente, Fig.3.8 . El análisis se realiza con el método de líneas de influencia utilizando el programa de computadora STRUDL. Los resultados que proporciona este análisis son: el momento flexionante, fuerza cortante, y deformación lineal en cada nudo o apoyo, en la Fig.3.9 se encuentran graficados los momentos y deflexiones de las posiciones que inducen los mayores valores.

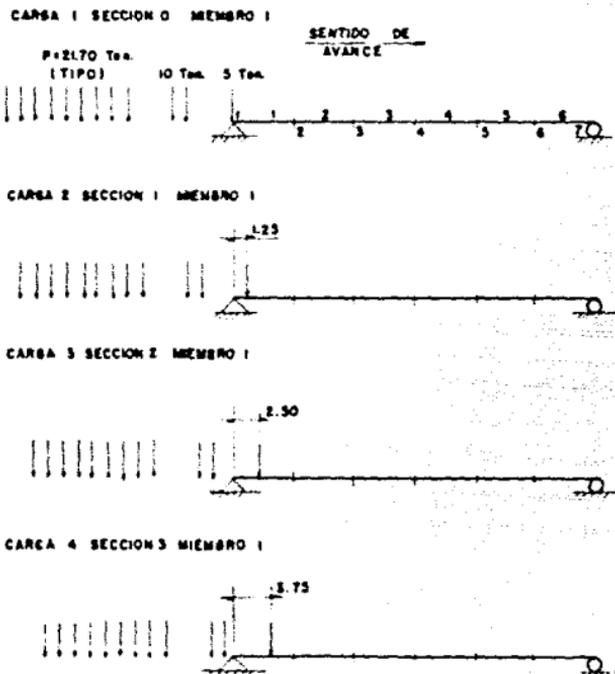


Fig. 3.8 Ejemplo de las posiciones que ocupa la plataforma al cruzar el puente.

CODIFICACION PARA ANALIZAR UN PUENTE

CON UN VEHICULO EN MOVIMIENTO

PUENTE SAN CARLOS, B.C.S.

CLARO DE 45.00 M PLATAFORMA EN MOVIMIENTO 9 EJES CON 16

LLANTAS POR EJE

CORRIDA CON EL PRODUCTO EI REAL.

TYPE PLANE FRAME

UNITS M M TONS

JOINT COORDINATES

1	0.00	0.00	S
2	7.50	0.00	
3	15.00	0.00	
4	22.50	0.00	
5	30.00	0.00	
6	37.50	0.00	
7	45.00	0.00	S

MEMBER INCIDENCES

1	1	2
2	2	3
3	3	4
4	4	5
5	5	6
6	6	7

JOIN RELEASES

1	MOM Z
7	FOR X MOM Z

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 TO 6 Ax 3.2208 Iz 1.70557754

CONSTANTS

E 5126019.841

USE LOAD GENERATOR

SUPERSTRUCTURE N6 1 TO 6

MOVE LOAD FORWARD TRUCK NP 1 5.00 4.5 10.00 4.5 21.70 1.5

21.70 1.5 21.70 1.5 21.70 1.5 21.70 1.5 21.70 1.5 21.70 1.5

21.70 1.5 21.70

GENERATE LOADINGS Y

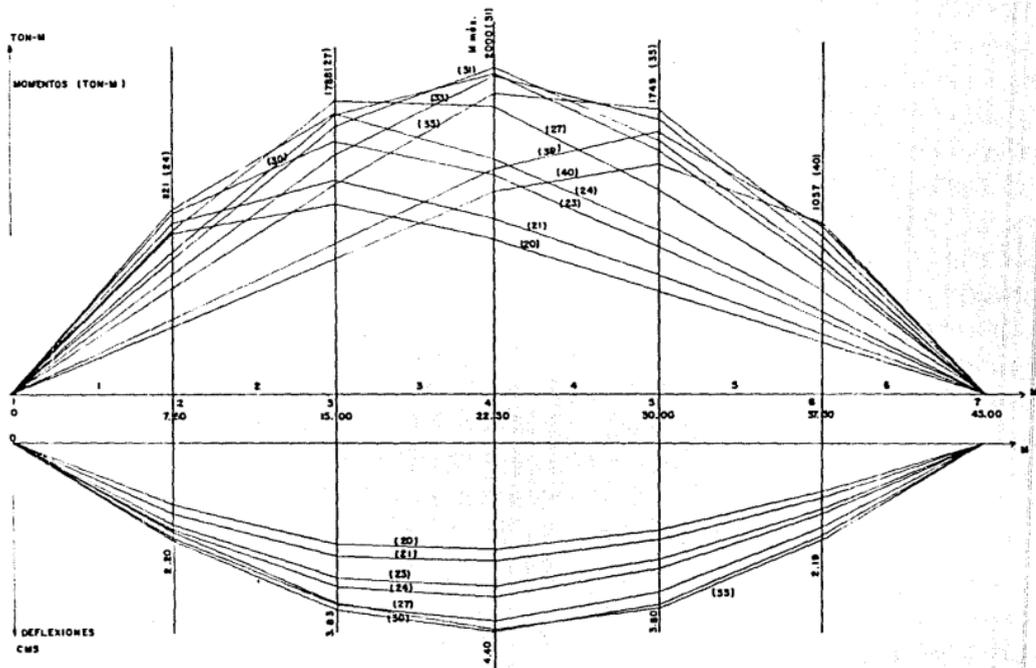
FINISH LOAD GEN

LOADING LIST ALL

STIFFNES ANALISYS

LIST FOR REA DISP ALL

FINISH



ESC VERT MOMENTOS 0 200 400 600 800 1000

ESC VERT DEFLXIONES 0 0.75 1.50 2.25 3.00 3.75

ESC HORIZONTAL (M) 0 1.50 3.0 4.5 6.0 7.5

() POSICION DE LA CARGA

Fig. 3.9 Diagrama de momentos y deflexiones, producidos por la carga viva eventual

3.3 REVISION DEL PUENTE

A) REVISION POR FLEXION

- 1.- El momento de diseño provocado por la carga viva HS-15, la carga muerta, el factor de impacto, considerando un factor de concentración de 1.0 y como el esfuerzo permisible del acero es un setenta por ciento del esfuerzo de fluencia se considera el inverso de éste porcentaje como factor de carga :

$$M_d = (M_{cm} + M_{cv} * F.I) * 1.4286$$

$$M_d = (3087 + 500 * 1.1833) * 1.4286 = 5255.32 \text{ ton-m.}$$

- 2.- El momento máximo actual que induce la carga viva eventual en el centro del claro del puente ocurre en la posición número 31:

$$M_a = (3087 + 2000) = 5087 \text{ ton-m.}$$

- 3.- El factor de seguridad por flexion del puente es:

$$F.S. = M_d / M_a$$

$$F.S. = 5255.32 / 5087 = 1.03 < 1.20$$

- 4.- En conclusión el puente necesita reforzarse para tener un factor de seguridad mayor frente al esfuerzo por flexión.

B) CORTANTE

1.- Cortante que resiste la sección de concreto de la trabe tipo AASTHO a un peralte del apoyo:

Según las especificaciones AASTHO establecen que la fuerza cortante que proporciona el concreto debe ser el menor de los siguientes valores:

$$V_{ci} = 0.16 F'c^{1/2} b d + V_d + V_i M_{cr}/M_{máx}$$

$$V_{cw} = (0.93 F'c^{1/2} + 0.3 F_{pc}) b d + V_p$$

Para obtener los valores anteriores, es necesario valorar el momento de inercia a un peralte del apoyo existente, los esfuerzos en el concreto debido a la fuerza pretensora efectiva, la fuerza cortante provocada por la carga muerta sin factor de carga, la fuerza cortante provocada por la carga muerta y la carga viva con el factor de carga que provoca el momento flexionante máximo en la sección.

Utilizando la estática se determina el centroide y el momento de inercia de la sección que se muestra en la

Fig. 3.10.

$$A = 6885.9 \text{ cm}^2$$

$$Y = 101.70 \text{ cm}$$

$$I_z = 26,651,254.76 \text{ cm}^4$$

$$S_i = 262,057.57 \text{ cm}^3$$

$$S_s = 271121.65 \text{ cm}^3$$

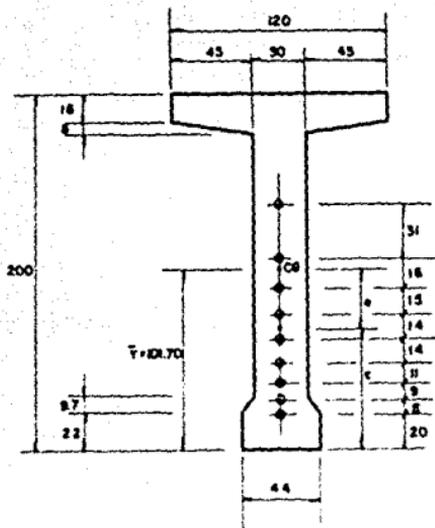


Fig. 3.10 Sección transversal de trabe a un peralte d del apoyo existente.

En la sección que se analiza se encuentran alojados nueve cables de presfuerzo de los cuales habrá que obtener el presfuerzo.

$$P = ((F_{ti} + F_{ts}) Y_s / h - F_{ts}) A$$

Los esfuerzos permisibles del concreto después de la transferencia de la fuerza pretensora (F'_{ci})

$$F'_{ci} = 0.8 F'_c \text{ por lo tanto } F'_{ci} = 0.8 * 350$$

$$F'_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ti} = 0.6 F'_{ci} \text{ entonces } F_{ti} = 0.6 * 280 = 168 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ts} = F'_{ci} \qquad F_{ts} = 280 = 16.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$Y_s = Y$$

$$h = 200 \text{ cm}$$

Sustituyendo valores en la ecuación

$$P = ((168 + 16.73) * 101.7 / 200 - 16.73) 6885.9$$

$$P = 510,003 \text{ kg.}$$

La fuerza después de la transferencia de esfuerzos al concreto tiene aproximadamente el setenta por ciento de la fuerza pretensora inicial P_o

$$P_o = 0.70 P = 0.70 * 501,003 = 357,002 \text{ kg.}$$

Y la fuerza pretensora efectiva después de ocurridas todas las pérdidas P_e

$$P_e = 0.8P_o = 0.8 * 357,002 = 285,602 \text{ kg.}$$

La referencia 7 recomienda 20 % de pérdidas totales.

La excentricidad del acero de presfuerzo en la sección se obtiene de la Fig.3.10

$$c = (20+28+37+48+62+76+91+107+138)/9 = 67.44 \text{ cm.}$$

$$e = Y-c = 101.7-67.44 = 34.26 \text{ cm.}$$

El esfuerzo de compresión en la fibra inferior debido a la fuerza pretensora efectiva (F_{pe}) se obtiene utilizando la ecuación de la escuadría.

$$F_{pe} = P_e / A + P_e \cdot e / S_i$$

sustituyendo valores

$$F_{pe} = 285,602/6885.9 + 285602 * 34.26 / 262,057.57$$

$$F_{pe} = 41.48 + 37.34 = 78.82 \text{ kg/cm}^2.$$

Esfuerzo de compresión en el centroide de la sección de concreto debido a la fuerza pretensora efectiva (F_{pc}).

Para obtener este esfuerzo se utiliza el diagrama de esfuerzos provocado por la fuerza pretensora efectiva.

Fig.3.11

$$P_e \cdot e / S_s = 285,602 * 34.26 / 271,121.61 = 36.09 \text{ kg/cm}^2.$$

$$Y_{en} = 200 * 37.34 / (37.34 + 36.09) = 101.70 \text{ cm}$$

El eje neutro coincide con el centroide de la sección por lo tanto el esfuerzo debido a la excentricidad de

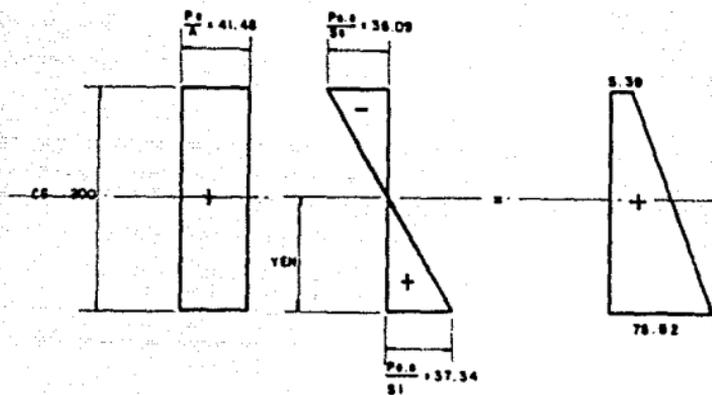


Fig. 3.11 Diagrama de esfuerzos de la fuerza pretensora efectiva

la fuerza de presfuerzo es cero y entonces el valor de F_{pc} sólo considera el esfuerzo de la carga entre el área.

$$F_{pc} = 41.48 \text{ kg/cm}^2.$$

La fuerza cortante en la sección ocasionada por la carga muerta no afectada por el factor de carga y obtenida en el inciso 3.1 A), dividida entre cuatro para obtener la participación de cada trabe.

$$V_d = 253.69/4 = 63.42 \text{ ton.}$$

La fuerza cortante afectada por el factor de carga en la sección debido a cargas aplicadas externamente cuando se presenta con el momento máximo, se obtiene haciendo la siguiente combinación de carga:

$$U = CM + 2.0 (CV+I)$$

$$U = 12.20 + 2.0*(1.43*1.1833) = 15.584 \text{ ton/m.}$$

$$P_u = 2.0*17.706*1.1833 = 41.90 \text{ ton.}$$

$$V = 15.584*45/2 + 41.90/2 = 371.59 \text{ ton.}$$

$$V_i = 371.59*20.8/22,50 = 343.51/4 = 85.87 \text{ ton.}$$

$$M_{m\acute{a}x.} = 371.59*1.70 - 15.584*1.70^2/2 = 609.18/4$$

$$M_{m\acute{a}x.} = 152.30 \text{ ton-m.}$$

El esfuerzo en la fibra inferior de la sección debido a la carga muerta sin factor de carga es:

$$F_d = M/S_i$$

$$F_d = (68.60 \cdot 1.70 - 3.05 \cdot 1.70^2 \cdot 10^{-5}/2) / 262057.59$$

$$F_d = 42.82 \text{ kg/cm}^2$$

El momento que provoca el agrietamiento del concreto en la sección es:

$$M_{cr} = I_z (1.6 F'_c + F_{pe} - F_d) / Y$$

$$M_{cr} = 26651254.76 \cdot (1.6 \cdot 350 + 78.82 - 42.82) / 101.70$$

$$M_{cr} = 17278309.59 \text{ kg-cm.}$$

Sustituyendo valores en V_{ci}

$$V_{ci} = 0.16 \cdot 350^{1/2} \cdot 30 \cdot 160 + 63420 + 65670 \cdot 17278309.59 / 152.30 \cdot 10^5$$

$$V_{ci} = 175,206.77 \text{ kg.}$$

$$V_{cw} = (0.93 \cdot 350^{1/2} + 0.3 \cdot 41.48) \cdot 30 \cdot 160 + 285602 \cdot \text{sen}(12.32)$$

$$V_{cw} = 204,184 \text{ kg.}$$

Por lo tanto la fuerza cortante máxima que soporta el concreto de la trabe es de:

$$V_{cr} = 175,206.77 \text{ kg.}$$

Entonces el puente se considera con una resistencia a fuerza cortante de :

$$V_{CR} = 4 \cdot 175,207 = 700,828 \text{ kg.}$$

2.- El cortante máximo que induce la carga viva eventual en el apoyo es de 183,000 kg.

La fuerza cortante actual es :

$$\text{Vact.} = \text{Vcm} + \text{Vcve.}$$

$$\text{Vact.} = 272,420 + 183,000 = 455,420 \text{ kg.}$$

3.- El factor de seguridad F.S.

$$\text{F.S.} = 700,828 / 455,420 = 1.54 > 1.20$$

4.- En conclusión el puente no necesita refuerzo para soportar la fuerza cortante provocada por la carga viva eventual.

CAPITULO 4

ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO

- 4.1 Adición de cables postensados**
- 4.2 Apuntalamiento provisional**
- 4.3 Colocación de armaduras longitudinales**
- 4.4 Apuntalamiento con cables atirantados**

4.1 ADICION DE CABLES POSTENSADOS

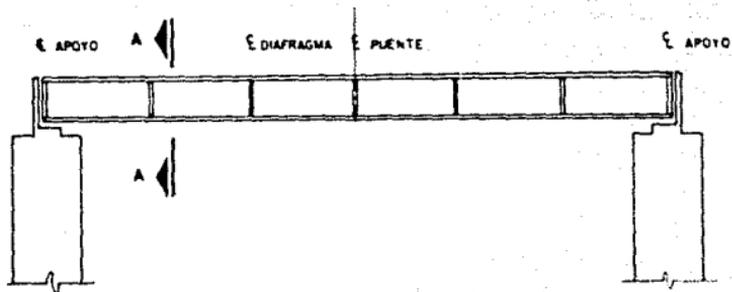
En esta solución se plantea utilizar la misma filosofía con la que fue construido el puente, es decir, utilizar cables postensados longitudinales adicionales a los que tiene el puente. Fig. 4.1

Los cables se anclarán en el estribo, para proceder a romper los diafragmas y cruzar los cables por abajo del patín superior de la trabe, siguiendo una trayectoria parabólica hasta el centro del claro, de tal forma que tengan funcionalidad a tensión.

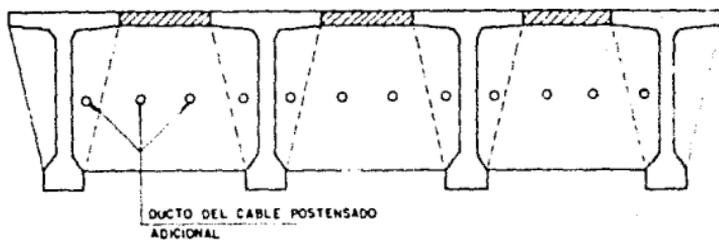
En el procedimiento de postensado habrá que tener cuidado con los esfuerzos de compresión y tensión que resisten las trabes del puente en la fibra superior e inferior y no rebasar su resistencia.

Entre las ventajas y desventajas de esta solución se mencionan algunas a continuación:

- 1) Se conserva la misma filosofía de trabajo del puente y se obtiene mayor capacidad de carga.
- 2) Al hacer este procedimiento se perforan zonas estructurales del puente, la cual es una restricción impuesta por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



VISTA LONGITUDINAL



S E C C I O N A - A

Fig. 4.1 Adición de cables postensados

- 3) Se resuelve el problema de tensión en el centro del claro, pero a compresión el puente podría fallar tanto en la etapa de tensado como en la etapa de trabajo con las cargas eventuales.

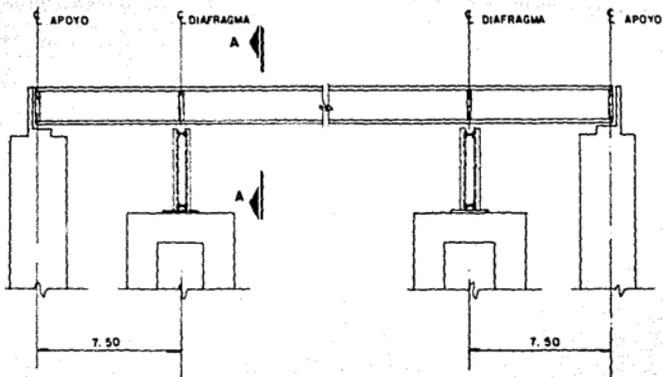
4.2 APUNTALAMIENTO PROVISIONAL

Esta alternativa consiste básicamente en reducir el claro libre del puente, colocando apoyos provisionales a 7.50 m de los apoyos existentes.

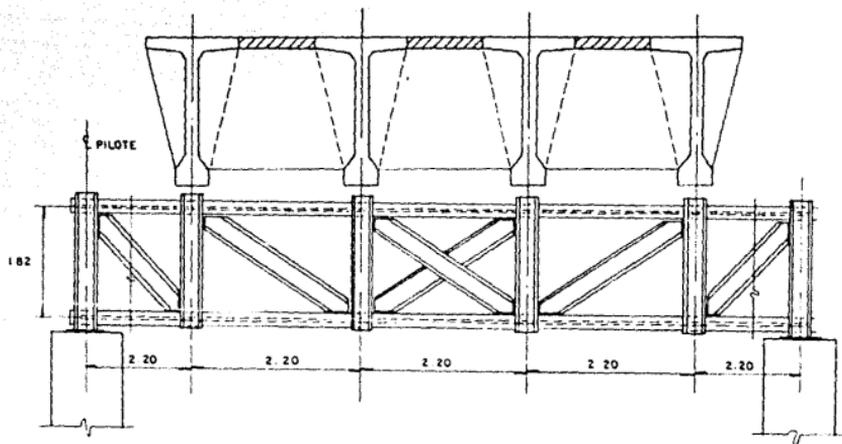
Los apoyos provisionales serán cimentados en zapatas precoladas o pilotes unidos por un cabezal de concreto armado, sobre el cual descansa una armadura de acero que funcionará como soporte de las traveses del puente.

Para evitar la falla provocada por los momentos negativos inducidos en las traveses por los soportes provisionales, se deberá permitir una deformación menor a la que se presenta cuando trabaja como una viga simplemente apoyada, de tal manera que la deformación que se restringe provoque un momento negativo menor o igual al momento positivo máximo que induce la carga viva eventual en la sección que se coloca el apoyo.

La ventaja que se obtiene en esta alternativa es que, no se rompe ningún elemento estructural en el procedimiento constructivo y que cumple con la finalidad de dar mayor capacidad de carga. Fig.4.2



V I S T A L O N G I T U D I N A L



S E C C I O N A - A

Fig.42Apuntalamiento provisional

4.3 COLOCACION DE ARMADURAS LONGITUDINALES

Esta alternativa consiste en colocar armaduras de acero por abajo de las traveses exteriores de concreto de manera que soporten la carga eventual.

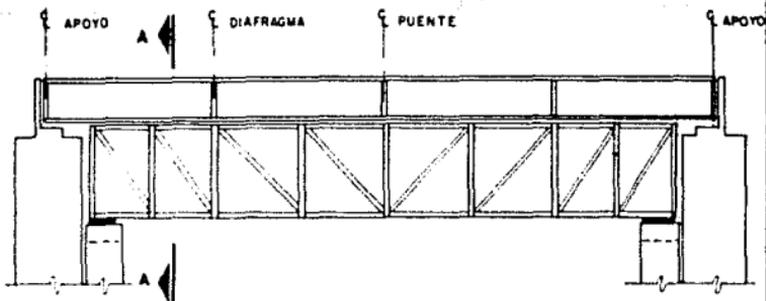
Para soportar las armaduras se puede utilizar una cimentación con zapatas precoladas unidas por un cabezal de concreto, en donde se apoyará la armadura longitudinal rigidizandola con contraventeos para que tengan un trabajo uniforme, además que eviten el volteo cuando se presente la carga. Fig.4.3

Esta solución es acorde a los requerimientos antes mencionadas sólo que es una solución en la cual la estructura de acero sería muy pesada y difícil de manejar para su colocación.

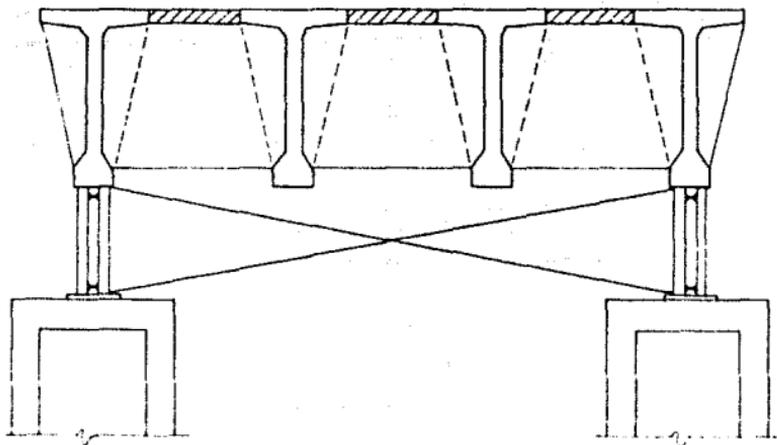
4.4 APUNTALAMIENTO CON CABLES ATIRANTADOS.

Otra de las alternativas para solucionar el problema es utilizar cables atirantados, anclados en la trabe exterior y sustentados por una torre de acero en el otro extremo. Fig.4.4

El procedimiento del anclado consiste en romper en la intersección de la trabe con el diafragma, de tal forma que se pueda colocar un armado de acero de refuerzo y anclar anillos a éste para sujetar el cable. El anclaje debe tener capacidad para permitir una cierta deformación en el puente.



V I S T A L O N G I T U D I N A L



S E C C I O N A - A

Fig. 4.3 Armaduras longitudinales

La torre se proyecta de acero estructural contraventeada con cables en la dirección paralela al camino y con una armadura de acero en el otro sentido.

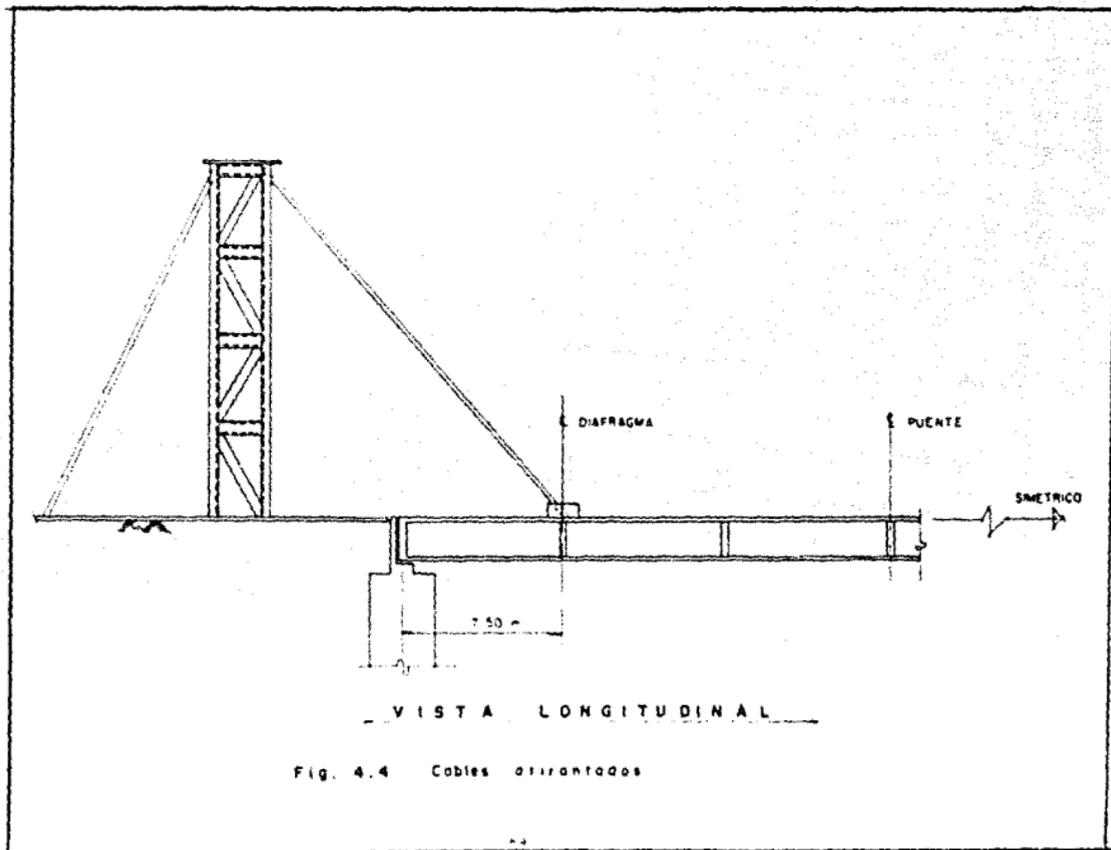
Comparando las cuatros alternativas presentadas se observa lo siguiente:

El procedimiento constructivo de la adición de cables postensados no satisface las condiciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, debido a que se tiene que romper los estribos y diafragmas.

Las armaduras propuestas en la segunda alternativa, no presentan problema alguno en su colocación, pues son mas ligeras en comparación con las armaduras longitudinales que se proponen en la alternativa tres, además de que se logra mayor resistencia del puente sin romper algún elemento estructural. Otro factor que influye, es que si se colocan pilotes en la cimentación, cerca del lugar hay una grúa para hacer el hincado de éstos.

El apuntalamiento con cables atirantados tiene el inconveniente que para anclar los cables habrá que romper las traveses y diafragmas.

En conclusión, la alternativa que ofrece mayores ventajas, rapidez de construcción y seguridad es el apuntalamiento provisional y es la alternativa que se analiza a fondo en el siguiente capítulo.



CAPITULO 5

REVISION DEL SISTEMA PUENTE-APUNTALAMIENTO

- 5.1 Análisis
- 5.2 Revisión del puente como viga continua
- 5.3 Diseño del sistema de apuntalamiento
- 5.4 Aspectos constructivos.

5.1 ANALISIS

A) Consideraciones.

En el análisis que se realiza con la solución de el apuntalamiento provisional, se modela el puente como una viga continua con dos apoyos adicionales a 7.50 m. de los apoyos existentes en los extremos, justo abajo de los diafragmas, como lo muestra la Fig. 4.2.

Para que esta solución satisfaga los estados límite de servicio y la seguridad estructural se debe cumplir con las siguientes condiciones:

- 1.- El momento negativo generado en las traveses del puente en la zona de los apoyos provisionales, deberá ser menor al momento positivo provocado por la carga viva eventual del análisis como viga simplemente apoyada, en las secciones que se colocarán los apoyos adicionales.
- 2.- El momento positivo en el centro del claro del puente debido a las cargas eventuales más la carga muerta deberá ser menor al momento flexionante positivo de diseño, afectado por el factor de carga.
- 3.- El factor de seguridad para las dos condiciones anteriores, deberá ser mayor a 1.2, en otras palabras, la relación de elementos mecánicos resistentes entre los elementos mecánicos últimos eventuales, deberá ser mayor o igual que 1.2.

- 4.- No se considera el impacto adicional a la carga viva eventual debido a que la plataforma circulará a una velocidad mínima.
- 5.- El centro de línea de la plataforma debe coincidir con el centro transversal del puente para garantizar que el factor de concentración sea de 1.0, como se demostró en el análisis del puente como retícula plana.

B) ANALISIS DEL PUENTE COMO VIGA CONTINUA

Para dar solución a las condiciones establecidas en los párrafos anteriores, se pretende dejar que el puente se deforme un porcentaje del desplazamiento vertical total del que presenta el puente como viga simplemente apoyada. Ver Fig. 5.1. El desplazamiento restante se restringe colocando un apoyo adicional. Dicho apoyo adicional induce un momento negativo que se contra resta con el momento positivo que induce la carga viva eventual cuando el puente trabaja como una viga simplemente apoyada. Con esta suma algebraica de momentos, se disminuye el momento máximo producido por la carga viva eventual, de manera que sea menor que el momento último resistente del puente.

Para llegar a la solución adecuada, es decir, para encontrar el desplazamiento que se permitirá deformar el



Fig. 5.1 Desplazamientos admisibles y restringidos.

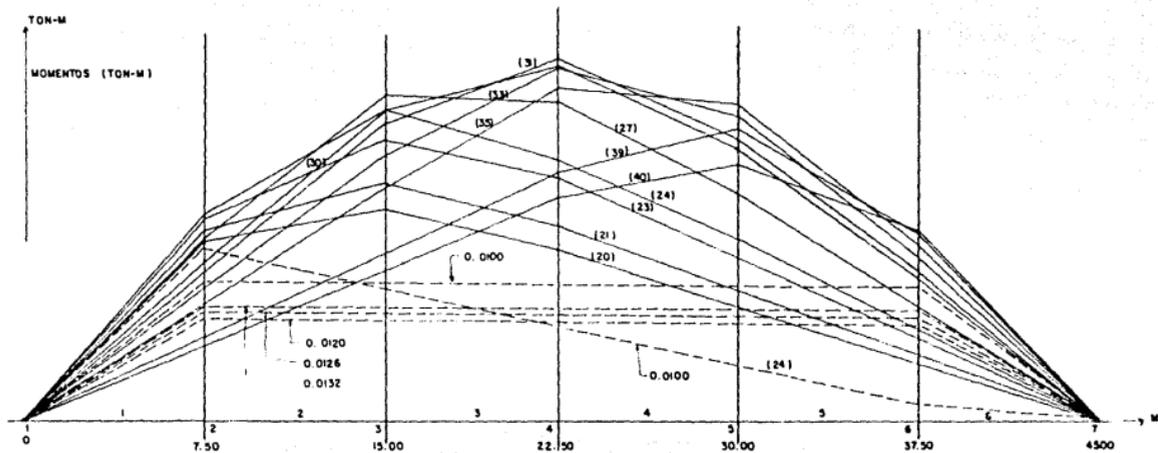
puente y por consiguiente el desplazamiento restringido que induzca un momento negativo menor que el momento positivo generado por la carga viva eventual, es necesario hacer tanteos con varios desplazamientos admisibles y restringidos. Estos tanteos se muestran en la Tabla 5.1 y Fig. 5.2, específicamente para la condición de carga 31, que es cuando la carga viva eventual induce el mayor momento positivo (2000 ton-m), se considera las revisiones para las otras condiciones de carga, las cuales no se muestran en la tabla.

Para obtener la reacción máxima que inducirá el equipo en el apoyo provisional, se considera la condición de carga No. 24 que es la más desfavorable, en la Tabla 5.1 se muestran al final dichos valores.

DESPLAZ. ADMISIBLE	DESPLAZAMIENTO RESTRINGIDO		MOMENTO NEGATIVO			REACCION			
	(M)		(TON-M)			(TON)			
	2	6	2	4	6	1	2	6	7
0.0132	0.0085	0.0084	574	562	551	76	-77	-72	73
0.0126	0.0091	0.0090	614	602	591	81	-82	-78	78
0.0120	0.0097	0.0096	654	642	631	-87	88	83	-84
0.0117	0.0100	0.0099	674	663	651	-90	90	86	-86
0.0115	0.0101	0.0102	727	695	663	-97	99	86	-88
0.0100	0.0117	0.0116	788	776	764	-105	105	101	-101
0.0100	0.0099	0.0062	967	536	105	-129	157	-15	-14

Tabla 5.1 Valores obtenidos para la carga 31

De la Tabla anterior se observa que el desplazamiento admisible que provoca un momento negativo grande, pero menor



ESC VERT MOMENTOS 0 200 400 600 800 1000

ESC HORIZONTAL (M) 0 1.50 3.0 4.5 6.0 7.5

() POSICIÓN DE LA CARGA
 — MOMENTO POSITIVO
 - - - MOMENTO NEGATIVO

Fig. 3.2 Diagrama de momentos

que el máximo positivo en la sección del apoyo provisional es cuando $D_{adm.}=1.0$ cm. Fig. 5.2

5.2 REVISION DEL PUENTE COMO VIGA CONTINUA

Después de haber concluido la etapa de tanteos, para conocer el valor de desplazamiento admisible y el desplazamiento a restringir en el puente, procede obtener el factor de seguridad que se verificará en el puente cuando cruce la carga viva eventual.

El factor de seguridad se obtiene de la siguiente forma:

Dividiendo el elemento mecánico resistente entre el elemento mecánico actuante, sea para la fuerza cortante o el momento flexionante.

Los elementos mecánicos actuantes finales se evalúan aplicando el Principio de superposición de causas y efectos, es decir, para obtener los elementos mecánicos actuantes finales en el puente se suman los efectos producidos cuando el puente trabaja como viga isostática con la carga muerta y carga viva eventual más el efecto que producen los apoyos provisionales cuando se empieza a apoyar el puente en ellos. La aplicación del principio de superposición de causas y efectos es válido en éste problema puesto que las traveses del puente se comportan linealmente elásticas y cumplen con la ley de Hooke.

A) Revisión a flexión:

El momento resistente del puente fue obtenido en la sección 3.3.A) del capítulo tres, y tiene el siguiente valor:

$$MRB=5255.00 \text{ ton-m}$$

$$MR2= (1715 + 247*1.1833)*1.4286 = 2868.00 \text{ ton-m.}$$

$$MR6=2868.00 \text{ ton-m.}$$

El momento flexionante actuante en el centro del claro y en las secciones 2 y 6 del puente donde fueron colocados los apoyos provisionales, tienen los siguientes valores:

Los valores de momento negativo fueron tomados de la Tabla 5.1.

$$MAB= 3087 + 2000 - 776 = 4311.00 \text{ ton-m.}$$

$$Ma2 = 1715 + 825 - 788 = 1752.00 \text{ ton-m.}$$

$$Ma6 = 1715 + 835 - 760 = 1790.00 \text{ ton-m.}$$

Comparando los valores anteriores:

$$F.S.B = 5255/4311 = 1.2190 > F.S.=1.20$$

$$F.S.2 = 2868/1752 = 1.6369$$

5.3 DISEÑO DEL SISTEMA DE APUNTALAMIENTO.

A) ANALISIS Y DISEÑO DE LA ARMADURA

En la solución del soporte provisional se proyecta una armadura de acero con una longitud de 11.00 m. de claro y 2.00 m de peralte, tipo Pratt.

Longitudinalmente esta dividida en cinco claros de 2.20 m cada uno, contraventeada en una dirección en los claros exteriores y con doble contraventeo en el claro central. La carga de diseño es la máxima reacción que se produce cuando cruza la carga viva eventual, que ocurre cuando la carga ocupa la posición No. 24.

La condición estructural se plantea como viga simplemente apoyada en las extremos. Ver Fig. 5.3 a).

La armadura como se menciona anteriormente, es isostática externamente, pero internamente es hiperestática de primer grado, es decir, que el número de barras no es igual a la siguiente condición: $b=2j-r$

donde:

j = número de nudos

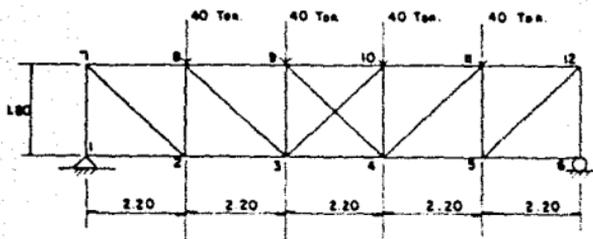
r = número de ecuaciones para resolver el sistema.

b = número de barras = 22

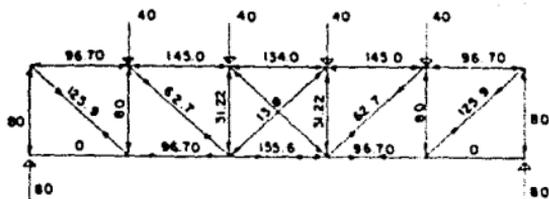
$$j=12 \text{ nudos} \quad r=3 \text{ ecuaciones}$$

$$b = 2j - r = 2 \cdot 12 - 3 = 21 \neq 22$$

Se observa que no se cumple la igualdad anterior, entonces el análisis de la armadura se realiza aplicando método de las fuerzas para obtener las fuerzas internas que actúan en las barras. En la Fig. 5.3 b) se muestran las fuerzas internas, y reacciones que actúan en la armadura.



a) Geometría y cargas de la armadura tipo Pratt



b) Fuerzas internas

Fig. 5.3

Para el diseño de la armadura se eligieron las barras que están sometidas al mayor esfuerzo y se muestran en la Tabla 5.2.

BARRA	FUERZA (TON)	ESFUERZO
1-7	80.00	compresión
3-4	155.60	tensión
7-2	125.90	tensión
8-9	145.00	compresión

Tabla 5.2 barras de la armadura.

1.- Diseño del miembro 8-9

En el diseño de la cuerda superior sujeta al esfuerzo de compresión axial, la relación de esbeltez con respecto al menor radio de giro y el esfuerzo de trabajo a compresión f_a son los que rigen; se propone una sección IR 457 x 194 x 105.3 kg/m el cual satisface las condiciones de relación de esbeltez y esfuerzos.

Sección propuesta:

IR 457 x 105.3 kg/m

A=134.2 cm bf=19.4 cm

ry=4.3 cm tf= 2.6 cm

rx=19.1 cm

tw=1.26 cm

$$d=46.9 \text{ cm}$$

$$kL/ry=1.0 * 220/4.3=51.16 < 120$$

$$kL/ry= 51.16 < Cc=128$$

$$kL/rx= 1.0*1100/19.1 = 57.6 < 120$$

$$Fa=(1-0.5* 57.6 ^2/128^2)*2530/2.12$$

$$Fa=1072.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$fa=145000/134.2 =1080 \text{ kg/cm}^2$$

Se acepta el perfil.

2.- Diseño de la barra 3-4

Para el diseño de la cuerda inferior (barra 3-4) sometida al esfuerzo de tensión axial se propone la sección IR 457 x 194 x 105.3 kg/m. El esfuerzo permisible se considera de 0.55 del esfuerzo de fluencia del acero.

Sección propuesta

$$\text{IR 457 x 105.3 kg/m}$$

$$A=134.2 \text{ cm}^2$$

$$L=220 \text{ cm}$$

$$Ft=0.55fy= 0.55*2530 =1391 \text{ kg/cm}^2$$

$$ft=156000/134.2=1162 \text{ kg/cm}^2 < Ft= 1391 \text{ kg/cm}^2$$

Se acepta el perfil.

3.- Diseño de la barra 2-7

La barra 2-7, sometida a esfuerzo de tensión se propone para el diseño, dos canales estandar IE 305 x 37.20 kg/m, con atiesadores a la mitad del claro para disminuir la longitud de pandeo y vibración.

Sección propuesta

2 CE 305 x 37.20 kg/m

$A=2 \times 47.42 = 94.84 \text{ cm}^2$

$L=286 \text{ cm}$

$F_t=1391 \text{ kg/cm}^2$

$f_t=126,000/94.84 = 1329 \text{ kg/cm}^2 < F_t$

Se acepta el perfil

4.-Diseño del miembro 1-7

En la revisión de la barra 1-7 se propone la misma sección de la barra 2-7, pero ahora la barra está sujeta a esfuerzos de compresión axial.

La relación de esbeltez se obtiene con respecto al radio de giro en el eje Y, es menor que Cc y que la relación de esbeltez máxima para elementos principales sometidos a compresión axial.

Sección propuesta

$$2 \text{ CE } 305 \times 37.20 \text{ kg/m}$$

$$I_y = 186.05 \text{ cm}^4$$

$$A = 47.42 \text{ cm}^2$$

$$I_y' = (186.05 + 47.42 * 24.561^2) * 2 = 57583.639 \text{ cm}^4$$

$$I_x' = (6.747 * 1.273^3 / 12 + 6.747 * 1.272 * 14.75^2) * 4 + 0.983 * 30.5^3 * 2 = 12121.65$$

$$r_x = (12121.65 / 94.84)^{0.5} = 11.305 \text{ cm}$$

$$C_c = 128$$

$$kL/r_x = 1.0 * 100 / 11.305 = 8.84 < C_c$$

$$kL/r_x < 120$$

$$F_a = (1 - 0.5 * (8.84 / 128)^2) * 2530 / 2.12$$

$$F_a = 1190 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 80000 / 94.84 = 843 \text{ kg/cm}^2 < F_a$$

5.-Revisión por flecha

De acuerdo a la deflexión vertical que se permitirá en el puente, es necesario que la flecha que presente la armadura sea menor que dicha deflexión vertical.

Para evaluar la flecha se utiliza el momento de inercia de la sección IR de la cuerda superior e inferior, después se aplica el teorema de los ejes paralelos para obtener el momento de inercia centroidal, como se muestra en la Fig. 5.4.

$$IR = 457 \times 105.3 \text{ kg/m}$$

$$I_y = 2510 \text{ cm}^4$$

$$A = 134.2 \text{ cm}$$

$$I_z = (2510 + 134.2 \times 91^2) \times 2$$

$$I_z = 2227640.4 \text{ cm}^4$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

La deformación en el centro del claro de la armadura

$$D_b = 63PL^3/1000EI$$

$$D_b = 63 \times 40000 \times 1100^3 / (1000 \times 2.1 \times 10^6 \times 2227640.4)$$

$$D_b = 0.7169 \text{ cm} < 1.0 \text{ cm}$$

Para obtener las deflexiones en los puntos 2 y 3 de la viga que se muestra en la figura se obtienen con el método de la viga conjugada.

$$D_{c2}/EI = 968 \times 2.20 - 1.76 \times 2.20^2/6 = 1987.6266$$

$$D_{c2} = 1987.6266 / 4.6780 \times 10^5 = 0.004248 \text{ m.}$$

$$D_{c3}/EI = 968 \times 4.4 - 176 \times 2.2 \times 2.93/2 - 176 \times 2.2^2/2 - 88 \times 2.2^2/6 = 3194.4$$

$$D_{c3} = 3194.4 / 4.678 \times 10^5 = 0.0068 \text{ m}$$

Las deformaciones que se presenta con los perfiles propuestos es menor que la deformación admisible en el puente por lo tanto se considera aceptable el diseño de la armadura.

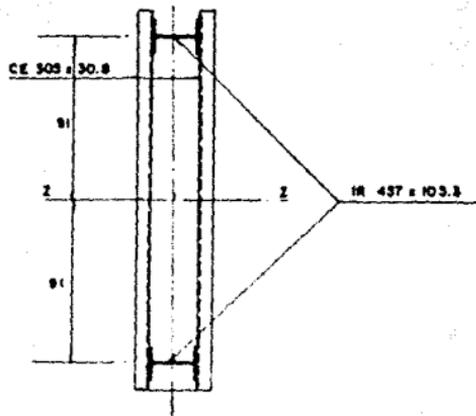


Fig. 5.4 Sección transversal de la armadura.

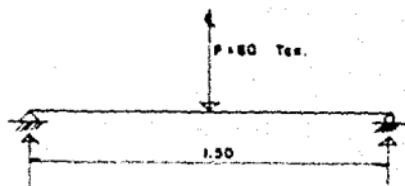


Fig. 5.5 Carga de diseño del cabezal

6.-Diseño del cabezal

El cabezal que transmite las cargas a la cimentación, se propone, con una sección de concreto armado de 70 x 65 cm. El ancho de la sección se establece considerando el diámetro del pilote que recomienda mecánica de suelos.

La longitud del cabezal también se elige en función de el diámetro de el pilote, pues se recomienda que la distancia mínima que debe existir entre pilotes es de tres veces el diámetro de estos. En la Fig. 5.5 se muestra el modelo.

Cargas:

$$P=80 \text{ ton}$$

$$P_o P_o = 0.65 * 0.70 * 2.4 = 1.09 \text{ ton/m}$$

Análisis:

$$M_u = (1.09 * 1.5^2 / 8 + 80 * 1.5 / 4) * 1.4 = 42.43 \text{ ton-m}$$

$$V_u = (1.09 * 0.75 - 1.09 * 0.25 + 80 / 2) * 1.4 = 56.76 \text{ ton}$$

Flexión:

Acero mínimo por flexión

$$P_{\min} = 14 / F_y = 14 / 4200$$

$$P_{\min} = 0.0033$$

$$A_s = 0.0033 b d = 0.0033 * 70 * 62 = 14.32 \text{ cm}^2$$

$$M = 0.9 (A_s * F_y * d * (1 - 0.59 * P * F_y / F'c))$$

$$M=0.9*(14.32*4200*62*(1-0.59*0.0033*4200/200))$$

$$M=32190 \text{ kg-cm} < Mu= 42430 \text{ kg-cm}$$

Utilizando una cuantía de acero de 0.0045 el área de acero es $A_s = 0.0045 * 62 * 70 = 19.53 \text{ cm}^2$ y el valor del momento resistente es de :

$$Mr=0.9*(19.53*4200*62*(1-0.59*0.0045*4200/200))$$

$$Mr=4322000 \text{ kg-cm} > Mu=4243000 \text{ kg-cm.}$$

Se propone armar con 7 varillas del No. 6 en el lecho inferior de la trabe.

CORTANTE:

La fuerza cortante se revisa en el pazo del apoyo debido a que la longitud del elemento es muy corta.

El código del ACI indica que el cortante que resiste el concreto se puede tomar como el siguiente valor:

$$V_c = 0.53 F'c * b * d$$

Sustituyendo valores en la ecuación anterior

$$V_c = 0.53 * 200 * 0.5 * 70 * 62 = 32 529 \text{ kg} < Vu = 56,760 \text{ kg.}$$

El cortante que resiste es menor que el cortante último, entonces es necesario suministrar acero de refuerzo transversal para contrarrestar el cortante excedente.

$$V_u \leq \phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

despejando V_s

$$V_s = 56760 / 0.85 - 32530 = 34246 \text{ kg}$$

Si utilizamos acero del No. 4 para los estribos el área de acero para cortante $A_v = 2.54 \text{ cm}^2$, la separación de estribos verticales es:

$$S = A_v F_y d / V_s = 2.54 * 4200 * 62 / 34246 = 19.30 \text{ cm}$$

Se colocan estribos con acero del No. 4 @ 20 cm.

7.-Diseño de la cimentación

El reporte de mecánica de suelos realizado por la Gerencia de Ingeniería Experimental de la Comisión Federal de Electricidad, en base a sondeos de penetración estandar hechos en el lugar, informa que el suelo esta compuesto de arenas finas de baja compacidad, prácticamente suelta, por lo tanto recomienda que se utilice pilotes hincados a 7.0 m de profundidad.

Los pilotes que recomienda son tubos de acero de 50 cm de diámetro y 13 mm de espesor que tendrán una capacidad de 45 ton debiéndose colar en el interior del tubo para garantizar el trabajo de punta, la longitud del tapón tendrá 2.0 m como mínimo.

8.-Revisión del pilote

Geometría y cargas:

$$A=102.408 \text{ cm}^2, r=17.73 \text{ cm}, S=1267.728 \text{ cm}^3,$$

$$e=0.05*50.8 = 2.5 \text{ cm} > 2.0, M=2.5*40000=1*10^5 \text{ kg-cm},$$

$$P=40000 \text{ kg}, L=800 \text{ cm}$$

Si se considera que el pilote está empotrado en el estrato resistente y sin apoyo en el extremo superior el valor de $k=2.1$, entonces el valor de la relación de esbeltez es el siguiente:

$$kL/r=2.1*800/17.73 = 95 < Cc=128$$

El esfuerzo como columna sólo a compresión

$$f_a=40000/102.408 = 391 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a=(1-0.5*(95/128)^2)*2530/2.12 = 865 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a/F_a=391/865=0.45 > 0.15$$

por lo tanto debe cumplir las siguientes condiciones:

$$a) f_a/F_a + C_m x f_{bx}/(1-f_a/F'_{ex}) F_{bx} \leq 1.0$$

$$b) f_a/(0.6F_y) + f_{bx}/F_{bx} \leq 1.0$$

$$f_{bx}=M/S=1*1065/1267.728= 78.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx}=0.6F_y=0.6*2530= 1669 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{ex}=12PI.E/23(K_b.Lb/r)$$

$$F'_{ex}=12*PI^2*2.1*10^6/(23*(2.1*800/17.73)^2)$$

$$F'ex=1203 \text{ kg/cm}^2$$

$$CmX=1.0$$

$$a) 0.45 + 1.0*78.8/(1-(391/1203))*1669 = 0.52 < 1.0$$

$$b) 391/1669 + 78.8/1669 = 0.28 < 1.0$$

El pilote esta sobrado y tiene capacidad para los esfuerzos que se presentan cuando pasa la carga viva eventual.

Se muestran dibujos de detalle para la construcción del apuntalamiento.

5.4 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

En la construcción del soporte adicional debe observarse lo siguiente:

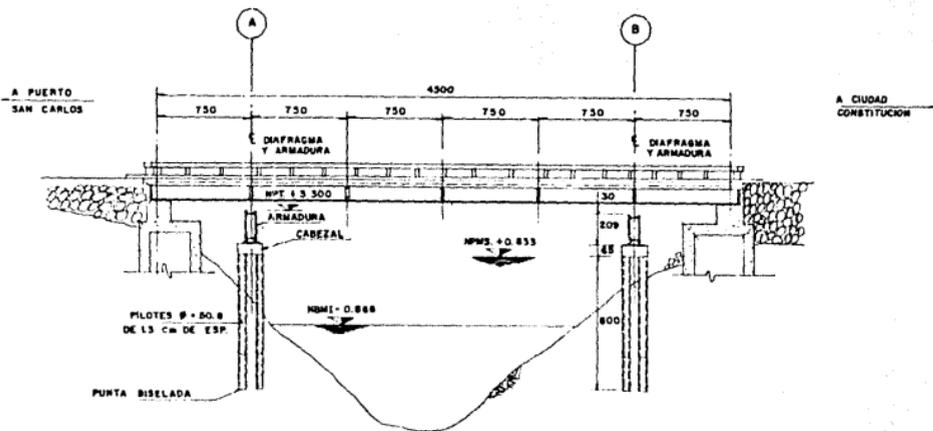
a) Se retirará el enrocamiento en el sitio donde serán hincados los pilotes.

b) Se colocará el primer tramo de tubo a hincar con una longitud de 2.0 m o mayor si ésta es manejable, hincándolo a presión mediante un gato hidráulico reaccionando contra la estructura del puente. La capacidad mínima de los gatos será de 50 ton., y el puente deberá lastrarse de modo que se tome la reacción del gato (camión cargado) sin deformación de la superestructura.

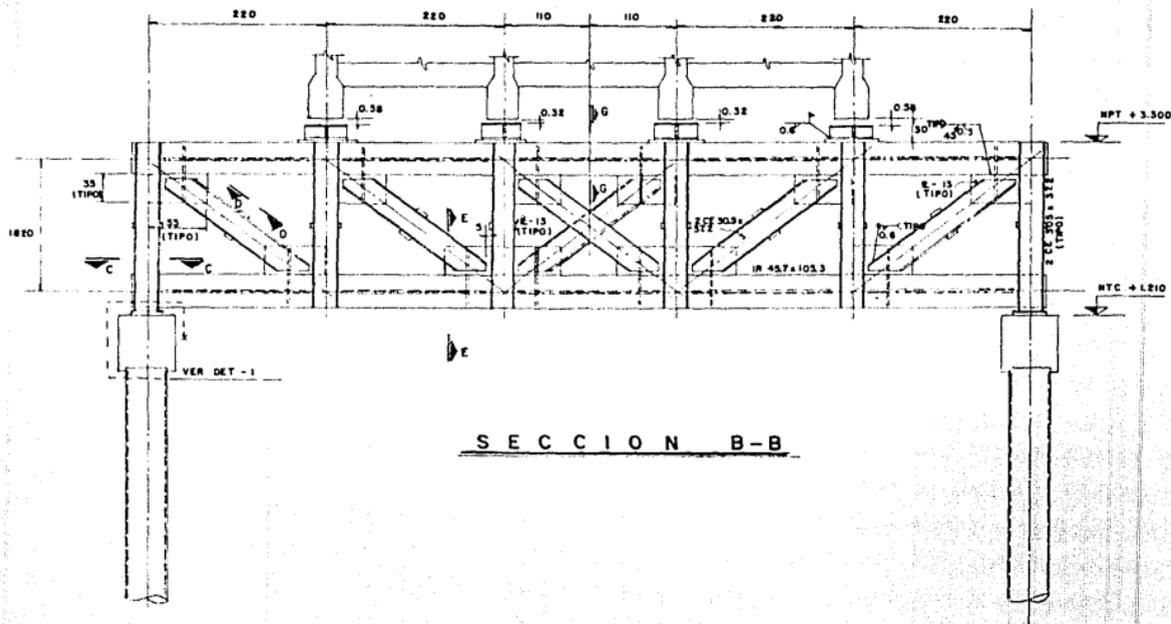
c) Conforme se vayan hincando los tramos de tubo, se retirará el núcleo de arena dentro de éstos mediante chiflón para facilitar el hincado. Se soldarán los tramos de tubo que sean necesarios para hacer la conexión con la estructura metálica del soporte temporal.

d) Una vez que se haya alcanzado la profundidad de desplante y se haya retirado el núcleo de arena, se procederá a colar el tapón de concreto. Deberá ponerse especial atención en la actividad de chifloneo, de modo que sólo se retire la arena del interior del tubo y no se socave el desplante del pilote.

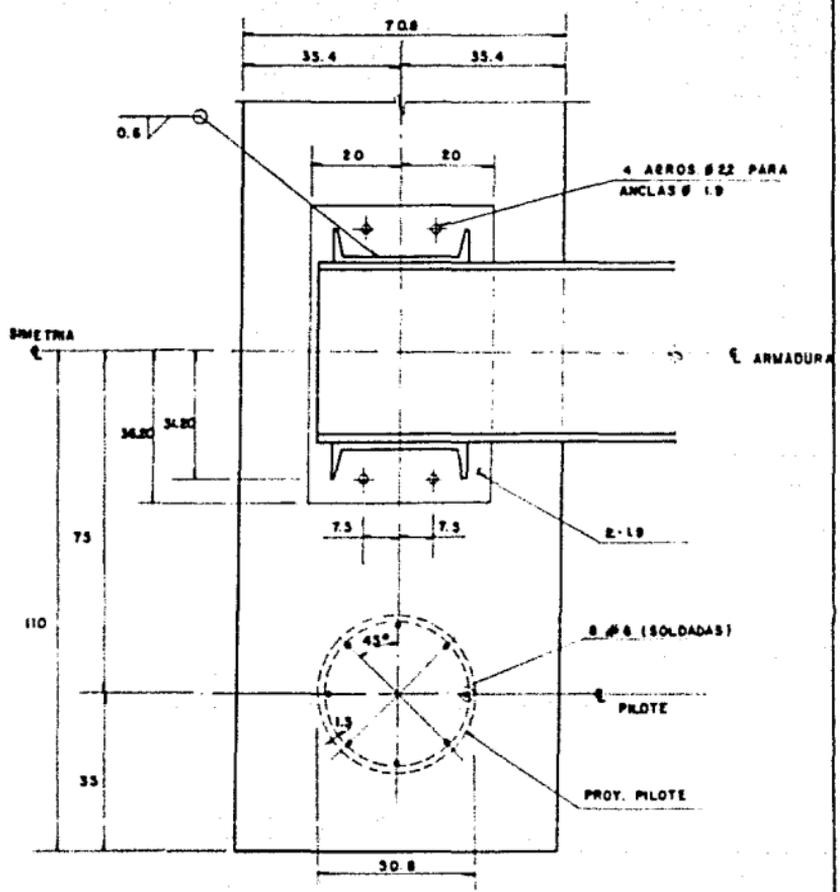
e) Cuando ya se tenga el pilote hincado con el tapón de concreto fraguado se procederá a realizar pruebas de precarga reaccionando contra la estructura del puente lastrado (camión cargado 50 ton. mínimo) debiéndose llevar un control de carga y deformación que tendrá el pilote bajo la carga del equipo y poder ajustar el espacio entre la estructura del puente y el soporte.



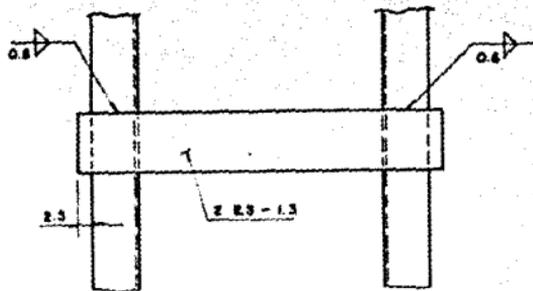
SECCION A-A



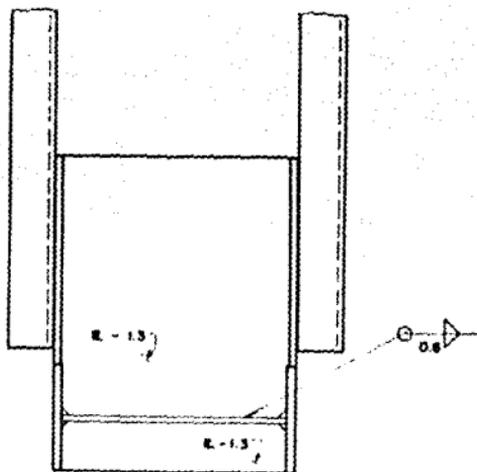
SECCION B-B



SECCION C-C



SECTION D-D



SECTION E-E

ES DE EMPAQUE

TIPO
0.6

0.6

0.6

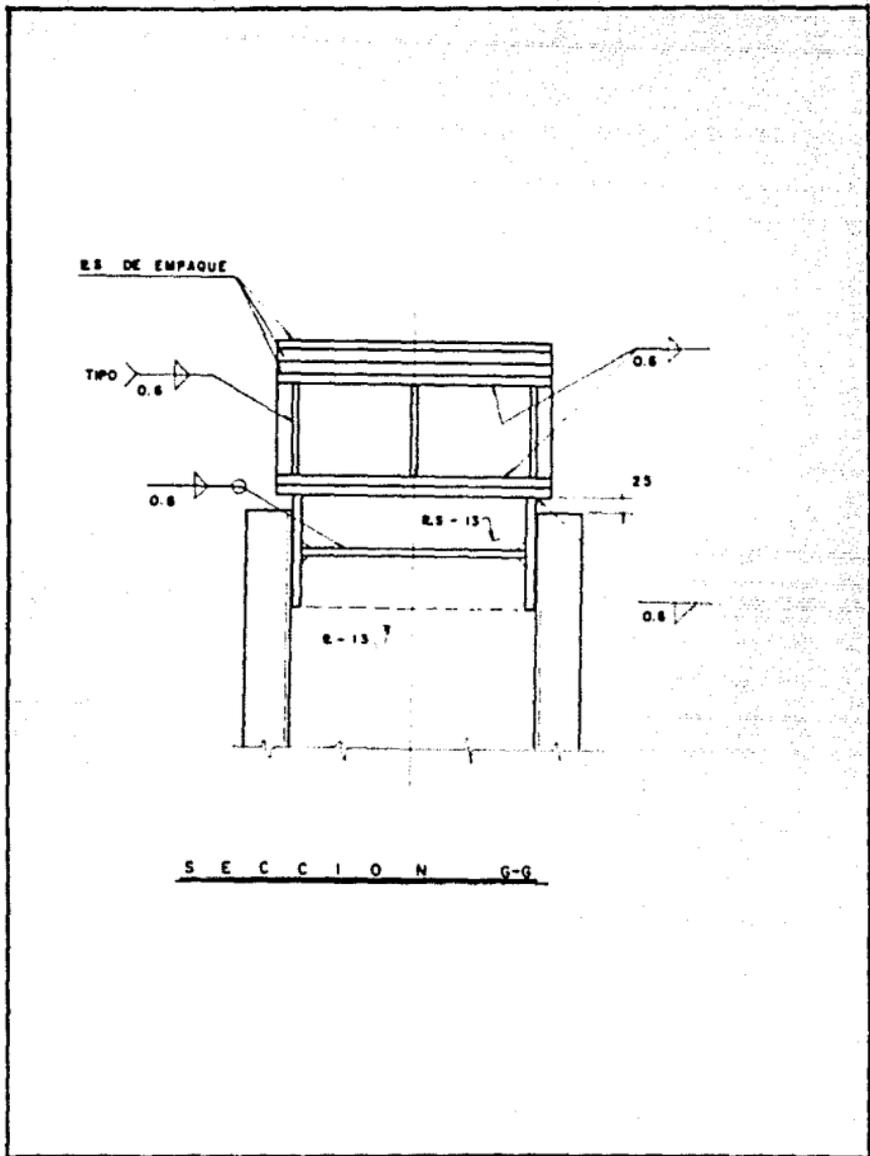
25

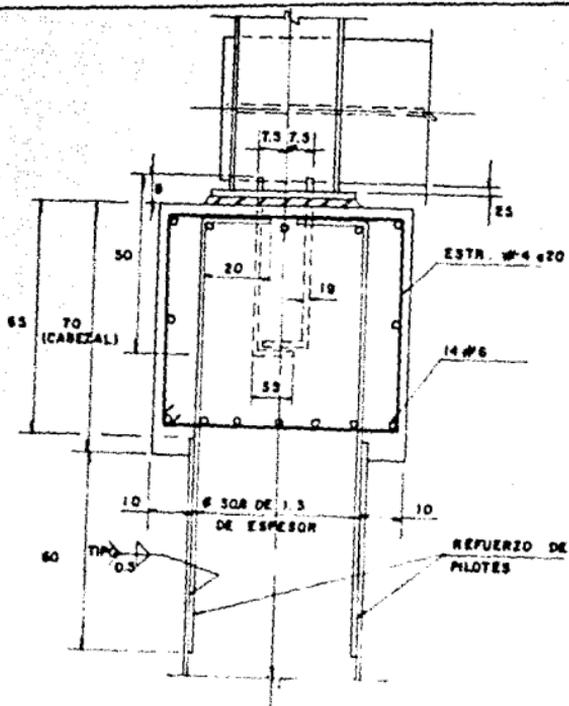
ES-13

E-13

0.6

S E C C I O N G-G





NOTAS D E T A L L E - 1

- 1 - DIMENSIONES EN CENTIMETROS
- 2 - COORDENADAS Y NIVELES EN METROS
- 3 - CONCRETO 16 x 200 kg/cm²
- 4 - ESPECIFICACIONES ACI ULTIMA EDICION
- 5 - LOS NIVELES DE DESPLANTE DEBERAN SER VERIFICADOS Y APROBADOS POR LA RESIDENCIA DE LA OBRA
- 6 - EL NIVEL COMPOSICIONAL O DOO CORRESPONDE AL NIVEL MEDIO DEL MAR
- 7 - EN PERFILES ESTRUCTURALES Y PLACAS SE USARA ACERO ASTM - 36
- 8 - EN PARTES SOLDADAS SE USARA ELECTRODOS DE LA SERIE E - 70
- 9 - TODA LA ESTRUCTURA SE LE APLICARA EN TALLER UN PRIMERADO A BASE DE CRONATO DE ZINCO ALICUAL CUIDO CE 20MM DE ESPESOR EN UNA CAPA
- 10 - LA FABRICACION / MONTEJE DE LA ESTRUCTURA DEBERA APLICARSE A LAS NORMAS DEL AISC Y LA EJECUCION E INSPECCION DE SOLDADURAS A LOS ESPECIFICADORES AWS
- 11 - ACERO ASTM - 352 - GRADO - 1 - TIPO E - 1 ACEROS A - 16 PARA PILOTES

CAPITULO 6

ESTUDIO ECONOMICO

- 6.1 CUANTIFICACION**
- 6.2 PROGRAMA DE OBRA**
- 6.3 COSTO**

6.1 CUANTIFICACION

NUMEROS GENERADORES

OBRA: APUNTAMIENTO PROVISIONAL FECHA: AGOSTO 1951
PUENTE A SAN CARLOS N
 UBICACION: NM 21000 HOJA: 1 DE 2

CONCEPTO.	LOCALIZACION	LARGO	ANCHO	ALTO	AREA RESULTADO	OBSERVACIONES.
SUMINISTRO DE TUBERIA DE ACERO DE 10 CM DE DIAMETRO Y 13 MM DE ESPESOR EN TRAMOS DE 3.0 M. DE LONGITUD	M.	3.00			30	1.00 M.
HABILITADO DE PILETE DE TUBO DE ACERO DE 10 CM DE DIAMETRO Y 13 MM DE ESPESOR	M.	4.00			4	1.00 M.
INSTALACION DE PILETE HASTA LA PROFUNDIDAD DE PROYECTO. PILETE DE 10 CM. DE DIAMETRO Y 13 MM DE ESPESOR	M.	3.00			3	1.00 M.
CIMBRA Y DECIMARA DE MADERA DE PINO + DE 30 ACABADO COMIN EN CASERAS	CASERAS	M2	2.22	2.22	4.92	8.00
	CASERAS	M2	2.22	2.22	4.92	8.00
	PILETE PILETE	M2	11.22	2.22	24.92	16.00
				TOTAL	8	24.00 M2
CONCRETO PREMEZCLADO DE RESISTENCIA PROVISIONAL	CASERAS	M3	2.22	2.22	4.92	8.00
	PILETE	M3	11.22	2.22	24.92	16.00
INCLUYE COLADO, VIBRADO Y CURADO EN LOTES Y CASERAS				TOTAL	8	24.00

6.2 PROGRAMA DE OBRA

CONCEPTO	SEMANA 1		SEMANA 2		IMPORTE				
	L	M	J	V		L	M	J	V
SUMINISTRO, HABILITADO, HINCADO DE PILOTE Y COLADO DE TAPON DE CONCRETO.				///////					53'194,624.00
ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE CABEZAL.				////					3'122,761.00
HABILITADO, ARMADO, SOLDADO, PINTURA Y MONTAJE DE ARMADURAS.				////////////////					60'578,973.00
TOTAL =					\$ 116'896,358.00				

6.3 COSTO

A continuación se muestra un catálogo de conceptos con volúmenes de obra y costo unitario de cada concepto.

CONCEPTO	UNI	CANTIDAD	C.U	IMPORTE
Suministro de tubería de acero de 51 cm de diámetro ϕ 20" x 1/2" y 3.0 m. de longitud.	M.	66.00	496,160.00	32'746,560.00
Habilitado de pilote de tubo de acero de 51 cm ϕ 20" x 1/2" de espesor y 3.0 m. de longitud.	M.	64.00	25,186.00	1'611,904.00
Hincado de pilote hasta la profundidad de proyecto, según se indica en planos respectivos en pilotes de 20" de diámetro hasta 15 m.	M.	56.00	314,460.00	17'609,760.00
Concreto premezclado R.N. vaciado con bomba $F'c=250$ kg/cm ² , en pilotes.	M3	7.40	280,000.00	2'072,000.00
Suministro, habilitado, - armado y colocación de acero de refuerzo con límite de fluencia de $F_y=4200$ kg/cm ² .				
Acero rfzo. No. 4	Ton	0.218	2'232,905.00	486,773.00
Acero rfzo. No. 6	Ton	0.540	2'019,089.00	1'090,308.00

CONCEPTO	UNI	CANTIDAD	C.U	IMPORTE
Cimbra y descimbra de madera, de pino de 1a. acabado común.	M2	29.17	24,000.00	700,080.00
Suministro, habilitado, - armado, soldado, esmerilado, de acero estructural A-36, en armaduras para soporte provisional; incluye, aplicación de pintura anticorrosiva a dos manos, montaje y nivelación con instrumentos topográficos, materiales, mano de obra y herra-	Ton	10.71	5'656,300.00	60'578,913.00
TOTAL COSTO UNITARIO=				116'896,358.00

El importe del apuntalamiento provisional a costo directo es de 116'896,358.00, se considera que el costo indirecto y la utilidad es de 30 % del costo directo, por lo tanto, el presupuesto importa la cantidad de 151'965,265.00 (ciento cincuenta y un millones novecientos sesenta y cinco mil doscientos sesenta y cinco pesos moneda nacional.)

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Al iniciar éste trabajo el objetivo es ~~realizar~~ la revisión estructural del Puente San Carlos, sujeto a cargas mayores a las de diseño y proponer su apuntalamiento para su buen comportamiento y funcionalidad, en caso de requerirse.

Al terminar la revisión se concluye lo siguiente:

- 1.- La carga máxima que transitará por el puente es de 220.30 ton. mucho mayor que la carga de diseño del puente la cual corresponde a un camión estándar HS-15-44.

Al comparar los elementos mecánicos resistentes del puente con los elementos mecánicos producidos por la carga viva eventual, resulta un factor de seguridad de 1.03, entonces se requiere apuntalar o colocar un refuerzo adicional al puente.

- 2.- En acuerdo tomado por la Comisión Federal de Electricidad y la Secretaría de Comunicaciones y Transportes se especifica un factor de seguridad contra la falla del puente de 1.2, se llega a este valor considerando la eventualidad de la carga, importancia del puente para la región, el costo económico del equipo de la Comisión Federal de Electricidad, así como la experiencia que tiene la S.C.T. en estas eventualidades que se han presentado en los puentes de la República Mexicana.

- 3.- Al utilizar una plataforma como transporte del equipo lo suficiente ancha y larga se logra que halla una distribución uniforme de la carga.
- 4.- La alternativa que cumple los requerimientos de seguridad, procedimiento constructivo, rapidez y restricciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, es el apuntalamiento provisional con armaduras de acero estructural colocadas a 7.50 m de los apoyos existentes para reducir el claro a 30.00 m. Con esta solución se logra un factor de seguridad de 1.21 semejante al especificado.
- 5.- Al colocar las armaduras se debe dejar una distancia entre armadura y trabe de concreto exterior de 0.58 cm y entre armadura y trabe interior de 0.32 cm como se observa en los detalles de dibujo.
- 6.- El conjunto pilotes cabezal se deberá precargar con una carga mayor o igual a la que inducirá la carga viva eventual, para evitar deformaciones mayores en la estructura del puente.
- 7.- Es importante que durante el paso del tractor con la plataforma cargada el eje longitudinal de ésta coincida con el eje longitudinal del puente y la velocidad del transporte no debe ser mayor a 10 KPM para evitar cargas adicionales por impacto.

8.- De acuerdo a lo anterior y con la correcta aplicación del sistema de apuntalamiento se garantiza que el puente San Carlos se comporta satisfactoriamente ante las cargas eventuales. Cumpliendo con lo estipulado por los reglamentos aplicables en lo referente a esfuerzos y estados límite de servicio.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Bresler, Lin y Scalzi. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO. Versión española: Enrique Martínez Romero y José Luis Flores Peregrino. Tercera reimpresión; Editorial Limusa, S. A. México, 1978.
- 2.- Gonzales Cuevas, Oscar M., Robles Fernández-Villegas, Francisco. Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. Segunda reimpresión. México, Editorial Limusa. S. A. 1989.
- 3.- Guerrero y Gama, Vicente. Apuntes de la clase de puentes. Segunda impresión. México, 1959.
- 4.- Head Norris, Sc. D. Charles, Wilbur Benson John. Análisis elemental de estructuras. Traducción y adaptación: Mariano Baratech Zalama. Segunda Edición. McGraw-Hill de México, S. A. de C. V. México, 1973.
- 5.- Hsie, Yu An-Yu. Teoría elemental de estructuras. Traducción y adaptación Prof. Ing. Armando Palomino I., D.I.C. M.S.C. Editorial Prentice Hall Internacional. España, 1973.

- 6.- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI-318-83) y Comentarios. Traducción: Ermilo Molina. Segunda reimpresión. México, IMCYC. A. C., 1986.
- 7.- Nilson, Arthur H. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO. Versión española: Luis Consiglieri Echave. primera reimpresión. Editorial Limusa, S. A. México, 1988.
- 8.- Standar Specifications For Highway Bridges. Adopted By the American Association Of State Highway and Transportation Officials. Thirteenth Edition. Published By The Association General Office. Washington, D. C. 1989.