



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“ESTUDIOS Y CONSTRUCCION DEL PUENTE
COATZACOALCOS II”

T E S I S

PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

Manuel Langarica Carrillo

MEXICO, D. F.

1988



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

I N D I C E

INTRODUCCION

I. - ANTECEDENTES

I.1. - Necesidad de un nuevo puente sobre el río Coat zacoalcos.	1
I.2. - Ubicación	5

II. - ESTUDIOS PRELIMINARES

II.1. - Estudios hidrológicos	8
II.2. - Estudio de mecánica de suelos	11
II.2.1. - Ubicación de los sondeos prelimina- res	12
II.2.2. - Análisis de las posibles alternativas de cimentación para los apoyos prin- cipales y secundarios	14
II.2.3. - Recomendaciones	27

III. - ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA Y

ESTUDIOS ESPECIALES

III.1. - Restricciones	34
III.2. - Características técnicas	36
III.3. - Estudios especiales	37
III.4. - Aspectos generales de diseño	42

IV. - PROYECTO DEFINITIVO PARA LA

CIMENTACION

IV.1. - Introducción.	46
IV.2. - Soluciones para la margen derecha	47
IV.3. - Soluciones para la margen izquierda	53

V. - PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

V.1. - Procedimientos constructivos en la cimenta - ción	63
V.1.a. - Cimentación superficial	63
V.1.b. - Cimentación profunda a base de pilo - tes colados en el lugar	64
V.1.c. - Cimentación profunda empleando ci - lindros de concreto armado	83
V.2. - Procedimientos constructivos en la subestruc - tura.	91
V.3. - Procedimientos constructivos en la superestruc - tura	93
V.3.a. - Procedimientos de construcción de la - superestructura	95

VI. - INSTALACION Y TENSADO DE LOS TIRANTES

VI.1. - Colocación de los tubos de protección de los - tirantes	135
--	-----

VI.2. - Insertado de los torones	148
VI.3. - Tensado de los tirantes	151
VI.4. - Inyección de lechada	157

CONCLUSIONES	160
---------------------	------------

INDICE DE ILUSTRACIONES

Figura No. 1. - Distribución longitudinal de los cables de presfuerzo	IV
.- Anteproyecto del Puente Coatzacoalcos II	7
.- Ubicación de los pozos	15
Figura No. 2. - Capacidad de carga admisible de cilindros y cajones	23
Figura No. 3. - Capacidad de carga total admisible de zapatas	28
Figura No. 4. - Proyecto definitivo para el Puente Coatzacoalcos II	38
Figura No. 5. - Corte longitudinal de un pilote	68
.- Diagrama de armado en zapatas 4 y 5	74
Figura No. 6. - Sección transversal de la sub-estructura	92
Figura No. 7. - Sección transversal de superestructura	94
Figura No. 8. - Dispositivo móvil de colado	96
Figura No. 9. - Presfuerzo vertical en pila No. 3	102
Figura No. 10. - Apoyos móviles para las pilas 2 y 7	104
.- Dispositivo de apoyo	105

Figura No. 11. - Levantamiento de la Superestructura	107
Figura No. 12. - Sistema para calzar el tablero con gatos de arena.	108
Figura No. 13. - Principio de Atirantamiento provisional sobre pila 7.	113
Figura No. 14. - Principio de presfuerzo del tablero	116
Figura No. 15. - Cableado en doble voladizo Tramo 4-5	118
Figura No. 16. - Mástil de apoyo a los tirantes y secciones transversales del mismo. Pilas 4 y 5	123
Figura No. 17. - Apuntalamiento de los mástiles	124
Figura No. 18. - Procedimiento de construcción de las dovelas con atirantamiento definitivo	136
Figura No. 19. - Detalle de las transiciones superior e inferior	138
Figura No. 20. - Soporte del tubo de cabeza para la colocación de los dos primeros tirantes	141
Figura No. 21. - Desviadores superiores e inferiores de los cables guías	142

Figura No. 22. - Bicicleta tipo	144
Figura No. 23. - Montaje de las tuberías -3 a 17	144
Figura No. 24. - Principio de la colocación de los tubos	146
Figura No. 25. - Conexión Superior de las tuberías de transición y de protección	148
Figura No. 26. - Plataformas en el mástil	149
Figura No. 27. - Gato K-1,000	152
Figura No. 28. - Sobretensión del tirante	156

INTRODUCCION

El objetivo de este trabajo es presentar, en forma detallada, los procedimientos empleados durante la construcción del puente Coatzacoalcos II, así como una explicación general de los estudios preliminares necesarios para la realización de esta obra.

El puente tiene una longitud total de 1,170.0 m. y está formado por un tramo principal de 698.0 m. que cuenta con un claro central de 288.0 m. y un viaducto sobre la margen izquierda de 472.0 m. formado por claros de 60.0 m.

Dado que es la primera vez que se lleva a cabo un puente de estas características, en México, su construcción requirió la aplicación de procedimientos ya empleados en otras estructuras, a excepción de la instalación y tensado de los tirantes, pero modificados en virtud de las grandes dimensiones de la obra.

La superestructura es de concreto presforzado de sección cajón de 3.30 m. de peralte y paredes inclinadas, el ancho total es de 18.10 m. y alojará dos calzadas de circulación de 7.0 m. para cuatro líneas de tránsito separadas por un camellón central de 1.50 m. y banquetas laterales.

Normalmente para puentes anchos, hasta 20.0 m., se utilizan dos cajones con una losa superior común y volados laterales.

Algunos puentes muy anchos (20.0 a 25.0 m.) se componen de tres ó cuatro cajones; en el caso de éste puente de 18.10 m. de ancho, - su sección la constituye tan sólo un cajón.

La losa inferior del cajón se engruesa hacia los apoyos pa - ra resistir las compresiones debidas al momento flexionante en es - te lugar; la sección de la losa superior se determina por la resis - - tencia a las cargas rodantes y por lo regular lleva cartelas de pres - fuerzo en sentido transversal.

Los cables para el presfuerzo longitudinal deben tener su - ficiente capacidad para evitar la utilización de un gran número de - ellos, ya que de lo contrario se dificulta su colocación y el colado de la dovela.

Deben tomarse precauciones especiales para dar la resis - tencia necesaria al concreto bajo el anclaje, (grandes espesores - de alma, armados de repartición de esfuerzos, etc.), debido a los fuertes esfuerzos que se provocan por la concentración de la carga al tensar.

Los cables más empleados son de 12Ø7 (doce alambres - de 7.0 mm.) con una tensión inicial en el anclaje de 55.0 a 60.0 - ton. y los 12T13 (doce torones de 13.0 mm.) con tensión inicial de

165.0 a 175.0 ton.

El presfuerzo transversal se hace con alambres de calibre 1207 y se utiliza a menudo un presfuerzo vertical en las almas, en la proximidad de los apoyos, con ayuda de pequeñas unidades de presfuerzo.

El cableado clásico comprende tres grupos de cables (fig. No. 1). Los cables del tipo A, destinados a realizar el presfuerzo de los volados durante la construcción y a resistir los momentos negativos en la zona de las pilas; son cables simétricos repartidos en la losa superior sobre las pilas, y llevado hacia las almas, para ser bajados y anclados en forma sucesiva. En esta parte terminal, su inclinación contribuye a la resistencia del esfuerzo cortante.

Los cables del tipo B, destinados a realizar la continuidad de la obra y a resistir los momentos positivos en la zona central del claro continuo, se colocan en la intersección de la losa con el alma y vienen a anclarse en el lugar previsto en el interior de los cajones ó son levantados para salir en lo alto de las almas.

Por último, un tercer grupo de cables del tipo C, asegura el presfuerzo de la parte baja de las secciones de los claros hacia



Fig. No. 1.- Distribución longitudinal de los cables de presfuerzo.

la zona de los apoyos extremos del puente. Estos cables se anclan por una parte en el final del puente, y por otra en el interior de los cajones ó se levantan como los precedentes.

Durante la ejecución, los cables se introducen en sus ductos a medida que se tensan, por lo cuál es necesario que el sistema de presfuerzo permita un enfilado fácil.

En el capítulo V, se analiza la distribución y tipos de cables empleados para el presfuerzo del tramo principal del puente.

La construcción de la superestructura se lleva a cabo por el sistema de doble voladizo, suspendiéndose el tramo de 288.0 m. y los laterales de 112.0 m., por tirantes rectos constituidos por torones de acero para presfuerzo de 15.0 mm. de diámetro, los cuáles están formados de 33.0 a 61.0 torones cada uno.

La subestructura consta de pilas de concreto reforzado huecas, con sección rectangular a excepción de las correspondientes al claro principal que serán de sección variable, así como los mástiles de apoyo para los tirantes de suspensión.

Para definir el tipo de cimentación profunda, se realizaron estudios detallados de mecánica de suelos y se analizaron varias soluciones : pilotes prefabricados, pilotes colados en el lugar, cilin-

dros y cajones. Tomando en cuenta que los contratistas mexicanos tienen una amplia experiencia en la construcción de cilindros, se determinó esta solución y cajones para las pilas principales; sin embargo dadas las dimensiones que se requerían para éstos últimos y las posibles dificultades para su construcción, se propuso la solución de pilotes de 2.50 m. de diámetro colados en el lugar, aún cuando los especialistas de estos trabajos únicamente los habrían realizado hasta 1.80 m. de diámetro y a profundidades máximas de 25.0 m. Por lo anterior, sólo se emplearon pilotes en las pilas Nos. 4, 5, 6 y 7, apoyos que corresponden al tramo principal.

En la pila No. 4, los pilotes se apoyaron a 18.0 m. de profundidad, en un manto de arena arcillosas muy compactas, de alta resistencia al esfuerzo cortante y de muy baja compresibilidad; ligándose el grupo de pilotes por una zapata de 5.0 m. de peralte.

Para las pilas Nos. 5, 6 y 7, los pilotes se apoyaron a 30.0 m. de profundidad en un manto de arcilla con bajo contenido de arena y gravas de consistencia dura, siendo notable la presencia de fisuración con planos estratificados y superficies brillantes.

Ante la diversidad de datos obtenidos en ensayos triaxiales de diversos tipos, para definir las características de capacidad de carga, se determinó efectuar una prueba de carga en un pilote repre

sentativo construido entre las pilas Nos. 5 y 6 . De los resultados de ésta, y con objeto de conservar el mismo número de pilotes de la pila No. 4, se concluyó que se requería ampliar la base a 3.5 m. La zapata de liga del grupo de pilotes para la pila No. 5 es igual que para la No. 4. La separación de los pilotes en las pilas Nos. 4 y 5 se fijó en 5.0 m., centro a centro, y su distribución se hizo en tal forma de tener una zapata de liga con dimensiones mínimas y lograr una máxima eficiencia para el efecto de las cargas transversales.

La prueba de carga, se realizó en tres ciclos y en un pilote de 90.0 cm. de diámetro, obteniéndose una capacidad de carga del estrato arcilloso de 508 ton/m², con un coeficiente de seguridad de 2 y descontando la fricción lateral. Para un pilote de 2.50 m. de diámetro, su carga útil resultó de 1, 250 ton.

El proyecto de este puente implicó la ejecución de 480 planos ejecutivos y una memoria descriptiva del proceso constructivo formada por 76 páginas de 27 x 70 cm.

I.- ANTECEDENTES

I.1. NECESIDAD DE UN NUEVO PUENTE SOBRE EL RIO COATZACOALCOS

Una de las vías de comunicación de mayor importancia dentro de la Red Carretera de nuestro país, es la que permite unir el centro con el sureste de la República. Para lograr dicha comunicación es necesario cruzar el río Coatzacoalcos, lo cual se venía realizando -- por medio de chalanes, para vehículos automotores y ferrocarril, en el lugar conocido como Nanchital, cerca de la ciudad de Coatzacoalcos. Atravesar dicho río utilizando el chalán que hacía el servicio, significaba muy lamentables pérdidas de tiempo, erogaciones considerables y maniobras peligrosas para las personas, la carga y los vehículos.

Con el incremento de tránsito terrestre y fluvial, se vió la necesidad de construir un puente que facilitara las operaciones de cruce que a diario se efectúan en la zona. El puente en cuestión, debería permitir el tránsito de vehículos y ferrocarril y de los barcos que circulan por el río. Por lo tanto, se decidió proyectar un puente para dos líneas de circulación, con una banqueta lateral para peatones, de 1.65 m. Su longitud es de 966.00 m., con ancho de calzada en la carretera, de 7.0 m. y ancho total, incluyendo la vía del ferrocarril, de 12.80 m. El espacio libre vertical en el canal de navegación es de 8.0 m. entre el nivel de las aguas máximas extraordinarias y la

parte más baja de la armadura móvil, espacio que se aumenta hasta 35.0 m. al levantar la armadura para el paso de los barcos de gran tonelaje. Cuando la armadura se encuentra levantada, se suspende el cruce de los vehículos y el ferrocarril.

La superestructura está compuesta por 28 tramos fijos, 20 de ellos de 31.50 m. de longitud, que forman el viaducto de la márgen izquierda, el tramo auxiliar en la márgen derecha y parte del tramo principal. Los otros 8 tramos, de 33.75 m., forman el viaducto a la Isla de Pajaritos. Tiene, además, un tramo de armadura metálica levadiza de paso inferior, de 66.0 m. de claro, localizado sobre el ca nal de navegación. Cuenta con parapeto metálico, con sistema de alumbrado y señalamiento, tanto para el tránsito sobre el puente, así como luces de navegación para el cruce de los barcos.

La subestructura consta de dos estribos y 27 pilas compuestas de cuerpos de concreto reforzado, apoyadas sobre cilindros de cimen tación de concreto reforzado, de 4.0 y 4.50 mts. de diámetro. Sus paredes son de 80.0 cm. de espesor y longitudes variables desde 22.0 hasta 35.0 mts. y profundidades de hincado del orden de 17.0 a 35.0 mts.; se desplantaron en una capa de arena cuarzosa compacta.

Las pilas que sostienen el tramo móvil son huecas, de concre to reforzado y forma cuadrangular. Sobre ellas se levantan las to rres de elevación de la armadura dónde se localizan los mecanismos

de control eléctrico que accionan la armadura móvil a base de cables y contrapesos. Para protección del tramo móvil, se construyeron unas defensas tanto aguas arriba como aguas abajo de la obra, con asistentes en cuatro " Duques de Alba ", de sección circular, cimentados sobre pilotes de tubo de acero especial y cabezales de concreto reforzado.

Las erogaciones para la construcción del puente Coatzacoalcos se efectuaron con cargo al organismo descentralizado Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos, las cuáles se recuperan mediante cuotas de peaje que se cobran a los usuarios.

El Puente empezó a operar el 18 de marzo de 1962, año en el cual, el volumen de tránsito promedio diario que cruzó por el puente fué del orden de 1,000 vehículos, con una composición de 60% de automóviles, 30% de camiones y 10% de autobuses; la operación de movimiento del tramo levadizo, se realizaba una vez al día, con una duración de 30 minutos.

Posteriormente, con el desarrollo cada vez mayor de la zona de servicio del puente, el volumen de tránsito terrestre y fluvial se incrementó originando serios problemas. Con la operación del tramo levadizo se provocaban enormes colas de vehículos esperando paso, lo que se traducía en pérdida de muchas horas-hombre.

coalcos. Dicho puente será conocido, en lo sucesivo, como el puente Coatzacoalcos II.

I.2 UBICACION

El puente Coatzacoalcos II, será parte integrante de un nuevo tramo carretero, perteneciente a la Carretera Costera del Golfo, - Construido entre las poblaciones de Cosoleacaque y Nuevo Teapa. La finalidad de este nuevo tramo es similar a la buscada en el puente : agilizar la circulación de vehículos en esa zona y lograr un libre miento para la zona conurbada Minatitlán - Coatzacoalcos, que permitirá la circulación rápida de los vehículos que se dirigen a zonas del sureste del país.

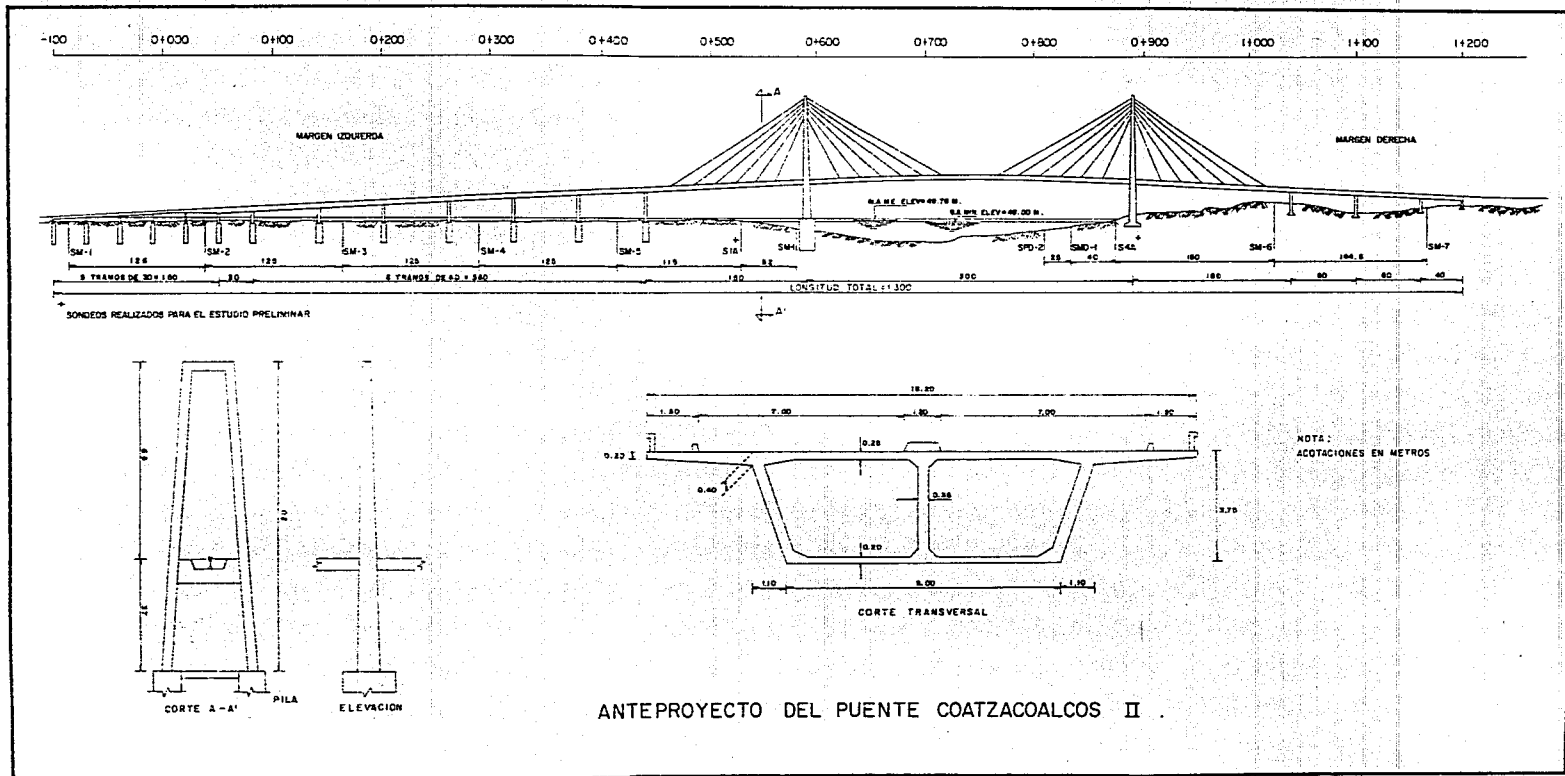
Los estudios, que en cuanto a definir la ubicación de la zona de cruce se hicieron, estuvieron encaminados a localizar una zona - que reuniera las características geológicas para la cimentación y topográficas para limitar la longitud de la estructura, considerando sus accesos. Otro de los factores que intervinieron en el proceso de selección del lugar del cruce, fué el costo de los tramos de carretera - para los accesos los cuales tienen aproximadamente 15 km. en cada

márgen, buscando alojar éstos lo mínimo posible en zona pantanosa.

Después de analizar detalladamente diversos sitios entre el puente ya construído, y hacia aguas arriba, a la ciudad de Minatitlán se determinó que el sitio más apropiado para alojar la estructura es el lugar denominado Paso Nuevo, ubicado en el tramo de deyección del río, sobre la planicie costera, a 20 km. aproximadamente de la desembocadura del río Coatzacoalcos en el golfo de México.

En dicho tramo, el río se encuentra en etapa senil, habiendo alcanzado su nivel de erosión base y la socavación en el fondo es actualmente reducida, no así la socavación hacia las márgenes, donde debe ser mayor, por estar alojado el cruce en una curva muy pronunciada. En la margen izquierda, la zona es plana y sobre un área de inundación extensa y pantanosa. En la margen derecha se tiene lo merfo suave de elevación promedio 15 metros arriba de la zona de inundación.

Por otra parte, los estudios efectuados en la zona para el desarrollo industrial, portuario y de asentamientos humanos coinciden con esta ruta.



FALLA DE ORIGEN

II. - ESTUDIOS PRELIMINARES

II.1 ESTUDIO HIDROLOGICO

El río Coatzacoalcos nace a 44 km. aproximadamente aguas arriba de la zona de cruce, en la confluencia de los ríos " Chiquito " y " Victoria "; a partir de esta zona y durante su recorrido incrementa su caudal con las aguas de los ríos " Coachapa " y " San Antonio ", siendo el río " Uxpanapa " de mayor caudal, y aproximadamente a 10 km. de su desembocadura en el Golfo de México recibe las aguas del río " Calzadas ".

El río Coatzacoalcos es navegable en toda su longitud, y de Minatitlán a Coatzacoalcos en una longitud de 40 km. circulan embarcaciones de gran calado, gracias al canal que fué dragado por PEMEX. Su cauce es sinuoso, indefinido y divagante. Por la margen derecha desborda una longitud de 80.0 m. y por la margen izquierda desborda toda con un tirante de 2.0 m. En ambas márgenes se tiene la presencia de limo arcilloso de mediana plasticidad y materia orgánica.

Tomando como origen la población de Nuevo Teapa, Ver., y a lo largo de la línea de proyecto, en el km. 16+470.00 se tiene el cruce con el río Coatzacoalcos. La localización de este trazo no se pudo hacer en la parte más angosta del río, debido a la presencia de torres de alta tensión de la C.F.E., por lo cual se ubicó a 50 mts.,

aproximadamente de la posición de las mencionadas torres hacia --
aguas arriba, en estas condiciones se determinó una distancia de --
361.00 mts. entre márgenes con un esviamiento derecho de 20°.

Se determinó el gasto hidrológico, por medio del método de --
Gumbel y comparación de cauces, dando como resultado un gasto de
12,700 m³/seg., para un período de retorno de 100 años. Se estu-
dió la creciente máxima de agosto de 1975. Frecuencia y duración
de las crecientes máximas extraordinarias de 3 a 5 años con dura--
ción de 1 a 2 días. Se observaron, como materiales de arrastre y
cuerpos flotantes, arena y grava, basura, maleza y troncos de 1 a 3
m. La corriente tiene tendencia a depositar material en el lugar --
del cruce.

El clima predominante en la zona es tropical, la temporada --
de lluvias se registra de junio a septiembre, y con mayor precipita-
ción en agosto y septiembre. La época de ciclones en el Golfo de --
México se inicia en junio y aumenta en intensidad con huracanes bien
desarrollados en agosto, septiembre y octubre. El puerto de Coat-
zacoalcos recibe el impacto directo de los nortes frecuentes de octu-
bre a marzo; los vientos dominantes de la región son en dirección --
"NE".

Se llevó a cabo un estudio, en su mayor parte topográfico ten

diente a determinar el NAME, y una pendiente hidráulica utilizando - tres poligonales auxiliares ubicadas en lugares convenientes, cubrien - do una extensión de 1,000 m. de topografía para definir la ubicación - de los accesos.

Es preciso hacer notar, que debido a la forma del cauce en la zona del cruce, en que se aprecia una curva izquierda según el senti - do del río, se recomienda que el claro del puente se cargue hacia la márgen derecha, por ser esta márgen la más transitada por buques - de gran calado; además en base al funcionamiento que ha tenido el -- puente existente en Coatzacoalcos, que tiene un claro de 66.0 m. en - la parte destinada al paso de buques, se considera insuficiente, y se recomienda que un claro del puente en proyecto sea de 120.0 m., por lo menos, con una distancia libre vertical entre el NAME y la parte inferior de la superestructura de 35.0 m. como mínimo.

Datos hidrológicos :

Area de la cuenca : 30,300 km²

Fuente de información : Cartas de la Defensa, 1:100,000

Pendiente media del cauce : 0.0344

Precipitación media anual en la cuenca : 1,750 mm.

Permeabilidad media : Intermedia

Estaciones hidrométricas cercanas : Sobre el río Coat - zacoalcos. Sobre el río Las Perlas

Gasto hidrológico : 12,700 m³/seg., por método de Gumbel y comparación de otras cuencas con un Tr de 100 años.

NAME : 49.76 m.

NAMIn : 48.00 m.

Finalmente, se hace notar que al llevar a cabo los trabajos de cimentación, éstos se tendrán que efectuar con la presencia de agua, por lo que hay que pensar en el uso de ataguías, en caso de poner apoyos en el agua.

II.2 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS .

En toda obra de Ingeniería, y principalmente en la construcción de éste puente, el estudio de las características del suelo de la región, es un factor determinante, ya que la vida útil y las condiciones de servicio de la obra, dependerán del cuidado y de la exactitud con que se lleve a cabo dicho estudio.

Los estudios para lograr el conocimiento de las características del lugar consisten en determinar : el aspecto geológico de la zona en estudio; la capacidad de carga del suelo; su resistencia al corte;

plasticidad; índice de compresibilidad; etc., parámetros todos éstos de gran importancia y cuyo conocimiento, permitirá garantizar el funcionamiento adecuado de la cimentación propuesta para la obra en cuestión. Por tal motivo, se presenta a continuación un estudio detallado de mecánica de suelos para la cimentación del puente Coatzacoalcos II. El estudio será desglosado de la siguiente manera :

- II. 2.1 Ubicación de los sondeos preliminares.
- II. 2.2 Análisis de las posibles alternativas de cimentación para los apoyos principales y secundarios.
- II. 2.3 Recomendaciones.

II. 2.1 Ubicación de los sondeos preliminares .

Se llevó a cabo una exploración preliminar sobre la línea del nuevo tramo : Nuevo Teapa - Cosolecaque, en el subtramo correspondiente a Nuevo Teapa - Paso Nuevo, con origen en Nuevo Teapa, Veracruz. Dicha exploración se llevó a cabo en la margen derecha, con catorce pozos repartidos paralelamente en una longitud de aproximadamente 330.0 m., iniciándose la ubicación de los dos primeros en el km. 15+830.00 y de los dos últimos en el km. 16+160.00.

La ubicación de los sondeos es la siguiente :

<u>Sondeo</u>	<u>Localización</u>	<u>Prof. (Mts.)</u>
1	a 10.0 mts. izq. de la est.	15+830.00 2.50
2	a 17.0 mts. der. " " "	15+830.00 3.20
3	a 17.0 mts. izq. " " "	15+870.00 2.30
4	a 17.0 mts. der. " " "	15+870.00 2.50
5	a 17.0 mts. izq. " " "	15+910.00 2.80
6	a 17.0 mts. der. " " "	15+910.00 2.65
7	a 17.0 mts. izq. " " "	16+000.00 2.35
8	a 17.0 mts. izq. " " "	16+040.00 1.50
9	a 17.0 mts. izq. " " "	16+080.00 2.90
10	a 17.0 mts. der. " " "	16+080.00 3.00
11	a 17.0 mts. izq. " " "	16+120.00 2.25
12	a 17.0 mts. der. " " "	16+120.00 2.00
13	a 15.0 mts. izq. " " "	16+160.00 2.35
14	a 15.0 mts. der. " " "	16+160.00 2.70

El procedimiento de perforación en todos los casos fué por medio de sondeos con alteración. El resultado de los mismos fué el siguiente :

La topografía del lugar se presenta bastante irregular, se tiene una vegetación tipo selvática, predominando superficialmente en toda la zona, una capa aproximadamente de 50.0 cm. de limo con ma

teria orgánica, color café oscuro, en algunas partes con poca arena fina, subyaciendo un limo semiduro, de color café claro, encontrándose en algunos pozos el material limoso, con poca arena fina, y únicamente los pozos 2 y 10 presentan variación en el material identificado, pues se encontró una arena fina poco limosa color café claro.

Se presenta a continuación, un croquis en el cuál se puede identificar la posición de los pozos con respecto a la línea de trazo del camino; además se presentan las condiciones topográficas de la zona y los obstáculos que se tienen, cómo son dos torres de alta tensión, pertenecientes a la Comisión Federal de Electricidad, las cuáles será necesario retirar para poder iniciar los trabajos del puente.

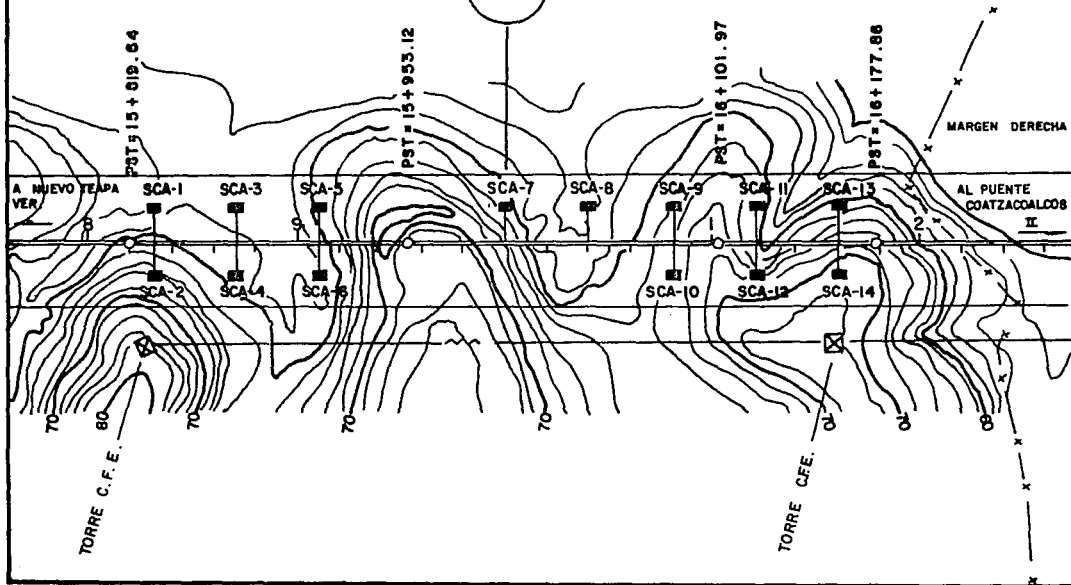
II. 2. 2. - Análisis de las posibles alternativas de cimentación para los apoyos principales y secundarios.

Desde el punto de vista de cimentaciones, el puente se ha dividido en tres tramos : los apoyos de la margen izquierda, los apoyos del claro principal y los de la margen derecha. Para cada tramo, se presentan dos alternativas, excepto para el claro principal en que se tienen tres.

Las alternativas se analizarán en base a la estratigrafía y pro

UBICACION DE LOS POZOS

KM
16



propiedades generales del subsuelo determinadas a partir de once sondeos de exploración y muestreo, distribuidos a lo largo del eje del puente en una longitud de 1,263 m. (est. 16+045.00 a est. 17+308.0). En virtud de que esta distribución no obedece a la posición definitiva de los apoyos, las características de cimentación en todas las alternativas tienen un enfoque general, pero suficiente para la toma de decisiones. Por el mismo motivo será necesario complementar y detallar este estudio a partir de las condiciones particulares del subsuelo en la posición definitiva de cada apoyo. Cabe aclarar que todos los sondeos son continuos. Combinando el procedimiento de penetración estándar con muestreo inalterado de suelos blandos y duros, salvo los sondeos S1-A y S4-A de penetración estándar efectuados con anterioridad para la elección del sitio de cruce.

Por último, se toman en cuenta los datos preliminares de des cargas proporcionados por el Departamento de Puentes de la SAHOP, siendo como únicos los correspondientes a cargas verticales estáticas, a saber : 12,000 ton. en los apoyos del claro principal y 6,000 ton. en los apoyos restantes, tanto de la margen izquierda como de la margen derecha.

II. 2. 2.1 Apoyos en la margen izquierda.

En el tramo de ésta margen se cuenta con datos de los sondeos SM-1 a SM-5 y del S1 -A. Se analizaron dos alternativas de cimentación : una consistente en cilindros y otra en pilotes precolados apoyados en las formaciones resistentes.

II. 2. 2. 1. 1 Cilindros

a). - El sondeo SM-1 es el único de la margen izquierda dónde la capa de apoyo es arenosa y se localiza inmediato al terraplén de acceso cuyo peso provocará fricción negativa en los cilindros. La profundidad de desplante (Df) se fijó en 36.0 m. , penetrando 1.80 m. en la arena muy compacta. Los valores de la capacidad de carga admisible unitaria (qa) y total (Qa), para asentamientos inmediatos máximos de 5.0 cm. se indican en la siguiente tabla para cuatro diámetros (B) de cilindros.

<u>B (m)</u>	<u>qa (ton/m²)</u>	<u>Qa (ton.)</u>
4.0	276	2,720
5.0	206	3,100
6.0	162	3,450
7.0	131	3,720

En los valores de Q_a , está incluida la reducción por fricción negativa de 2 ton/m² actuando en el área lateral del cilindro en contacto con los suelos compresibles. El factor de seguridad por resistencia al corte es superior a cinco.

b). - En los cilindros localizados entre los sondeos SM -2 y SM -5, la capa de apoyo corresponde a una arcilla dura cuya profundidad disminuye según el orden citado de los sondeos; en este mismo orden, la profundidad de desplante de los cilindros es de 34.5 , 37.5, 31.5 y 33.0 mts., penetrando por lo menos 3.0 m. en la capa resistente; para esta condición las capacidades de carga y los asentamientos inmediatos (δ) son los siguientes :

B(m)	qa(ton/m ²)	Qa (ton)	δ (cm)
4.0	101	1,270	2
5.0	98	1,920	3
6.0	97	2,740	4
7.0	96	3,690	4
8.0	94	4,720	5

En términos generales, puede concluirse que en cada apoyo se requerirán dos cilindros de 6.0 m. de diámetro cada uno, desplantados a las profundidades antes señaladas.

II. 2. 2. 1. 2. Pilotes

a). - Las capacidades de carga por pilote en el sitio de sondeo SM-1, desplantados a 36.0 m. y descontando la fricción negativa son, para diferentes anchos (B) de pilote cuadrado precolado :

B(m)	Qa(ton)
0.40	162
0.45	192
0.50	225
0.55	260

El asentamiento para un grupo de cinco hileras de nueve pilotes cada una, de $B=0.5$ m. y espaciados centro a centro 1.85 m. - (3.7 B), es de 5.0 m. El asentamiento aumenta para espaciamientos menores.

El factor de seguridad del conjunto es mayor de 10 y el de un pilote aislado igual a 3. Si fuera conveniente este grupo podría dividirse en dos, uno bajo cada rama del apoyo.

b). - Para las mismas condiciones señaladas en II. 2. 2. 1. 1. b) pero agregando fricción positiva, las capacidades de carga de un pilote cuadrado son las siguientes :

<u>B(m)</u>	<u>Qa(ton)</u>
0.40	75
0.45	87
0.50	100
0.55	114

El asentamiento para un grupo de seis hileras de diez pilotes cada una, de $B=0.5$ m. y espaciados centro a centro 1.5 m. (3B. - mínimo), es de 3.0 cm. El factor de seguridad del conjunto es de 5 y el de un pilote individual de 3. También en este caso, el grupo podría dividirse en dos.

II. 2. 2. 2. Apoyos del claro principal

Para estos apoyos se analizan tres alternativas de cimentación : cilindros, cajones y pilotes. Para el apoyo de la margen izquierda se consideran las características del subsuelo determinadas en el sondeo SM -1 y para el de la derecha las del SMD-1. En las tres alternativas, la profundidad del desplante es de 19.6 m. y 11.0 m., respectivamente, penetrando por lo menos 3.0 m. en la capa resistente, siendo arcillosa la del primer apoyo y arenosa la del segundo. En las tres alternativas se supuso una profundidad de socavación de 2.5 m.

II.2.2.2.1. Cilindros

a). - Para el apoyo izquierdo, las capacidades de carga admisibles, unitarias y totales, y asentamientos inmediatos son :

<u>B(m)</u>	<u>qa(ton/m2)</u>	<u>Qa(Ton)</u>	<u>(cm)</u>
4.0	67	840	2
5.0	65	1,280	2
6.0	63	1,780	3
7.0	62	2,390	3
8.0	61	3,070	4

El factor de seguridad por resistencia al corte es de 3.

b). - Para el apoyo derecho :

<u>B(m)</u>	<u>qa(ton/m2)</u>	<u>Qa(Ton)</u>	<u>(cm)</u>
4.0	201	2,530	4
5.0	188	3,690	5
6.0	151	4,270	5
7.0	128	4,930	5
8.0	107	5,380	5

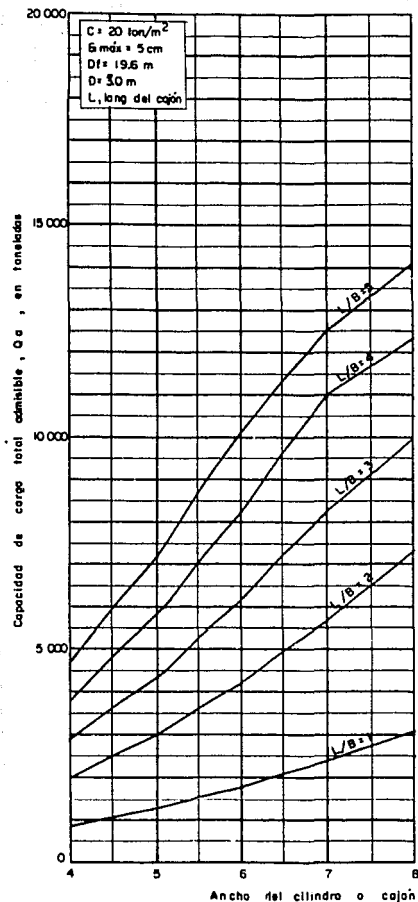
El factor de seguridad por cortante varía de 3 para un cilindro de 4.0 m. a 5 para cada uno de B=8.0 m.

Puede notarse que para el apoyo izquierdo se requerirá un total de 4 cilindros de 8.0 m. de diámetro cada uno (dos en cada lado), lo que puede representar un inconveniente. Se tiene noticia que los cilindros de mayor sección construídos en México son de 7.0 m. de diámetro.

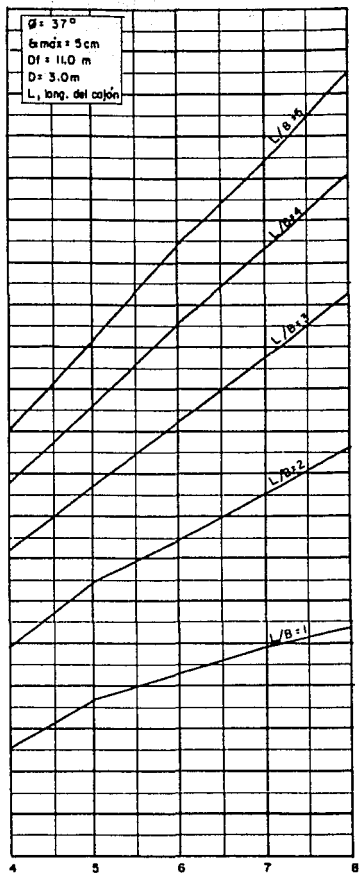
II. 2. 2. 2. 2. Cajones.

En la figura No. 2, se proporcionan los valores de capacidad de carga admisible total (Q_a) de cajones de sección rectangular, para anchos (B) comprendidos entre 4 y 8 m. y relaciones longitud/ancho (L/B) variable entre dos y cinco. Q_a está limitada para asentamientos de 3 a 5 cm., siendo el factor de seguridad por corriente mayor de tres, en todos los casos.

Con objeto de invadir lo menos posible el cauce del río, los cajones quedarían con su lado largo perpendicular al eje del puente, pudiendo ser dos en el apoyo izquierdo (uno bajo cada rama del apoyo ó marco), por ejemplo de 7.3 x 14.6 m. de sección transversal ó bien uno de 7.8 x 31.0 m. por citar juegos de dimensiones. Así mismo, en la margen derecha resultarían dos de 4.8 x 9.6 m., ó bien uno de 5.0 x 25.0 m. En uno y otro caso los cajones son de grandes dimensiones y representan problemas constructivos muy especiales.



a) Apoyo izquierdo. Sondeo SM-1,
Est. 16 + 640, Elev. 44.6 m



b) Apoyo derecho. Sondeo SMD-1,
Est. 16 + 320, Elev. 47.4 m

Fig. No. 2.- Capacidad de carga admisible de cilindros y cajones

II. 2. 2. 2. 3. Pilotes

a). - para el apoyo izquierdo.

<u>B(m)</u>	<u>Qa(ton)</u>
0.40	50
0.45	58
0.50	67
0.55	74

Para un grupo que soporte 12,000 ton., formado por nueve -
hileras de 20 pilotes cada una, de $B=0.5$ m. y espaciados centro a --
centro 1.5 m. (3B mínimo), el asentamiento se estima en 5.0 cm. y
el factor de seguridad en 4.7.

b). - Para el apoyo derecho.

<u>B(m)</u>	<u>Qa(ton)</u>
0.40	80
0.45	94
0.50	107
0.55	121

Para un grupo que soporte 12,000 ton., de 6 hileras de 19 -
pilotes cada una, de $B=0.5$ m. y espaciados centro a centro 1.5 m. -

(mínimo), el asentamiento se estima en 4,0 a 5,0 cm. y el factor de seguridad en 5.

Tanto en este apoyo como en el izquierdo, los referidos grupos podrían dividirse en dos, uno bajo cada rama del apoyo.

II. 2. 2. 3. Apoyos de margen derecha.

Se cuenta con los datos obtenidos a partir de los sondeos SM-6 y SM-7. Se presentan dos alternativas de cimentación : pilas coladas en sitio y zapatas.

II. 2. 2. 3. 1. Pilas

En ambos sondeos las pilas se desplantarán a 10.5 m. de profundidad, en estratos de arena muy compacta, penetrando 5.7 metros (SM-6) y 6.7 m. (SM-7) en las formaciones resistentes. Para estas condiciones y verificando que la superficie de falla se desarrolle tanto arriba como abajo del desplante en arena, ya que existen capas intercaladas de arcilla, la capacidad de carga total admisible (Q_a) por punta y fricción de una pila de sección recta es la siguiente.

B(m)	Qa(ton)
1.0	390
1.2	515
1.5	740
1.8	1,000
2.1	1,300

El factor de seguridad por resistencia al corte es de 3 para cualquier diámetro de pila y el asentamiento inmediato varía entre 2 y 4 cm.

Esta solución implica el uso de 6 pilas de 1.8 m. de diámetro por apoyo.

II. 2. 2. 3. 2 Zapatas.

Para apoyos cercanos al sondeo SM-6 las zapatas se desplazarán en un suelo arenoso compacto, a 3.0 m. de profundidad ; en los apoyos vecinos al SM-7 quedarán en una arcilla dura, desplantados a 4.0 m. de profundidad y penetrando por lo menos 0.5 m. en ella.

La capacidad de carga total admisible (Qa) para diferentes dimensiones de zapatas, aisladas ó corridas, se proporcionan en las

gráficas de la figura No. 3. Los valores de Q_a están limitados por asentamientos inmediatos de 2 a 5 cm., siendo el factor de seguridad mayor de 3 en todos los casos.

Dependiendo de la forma en que se transmitan las descargas a la cimentación, ésta podría consistir en una zapata continua de aproximadamente 5 x 15 m. ó en dos aisladas de 6.5 x 6.5 m., cada una, desplantadas por lo menos a las profundidades antes señaladas.

II. 2.3. Recomendaciones.

A reserva de conocer con el detalle suficiente las condiciones geométricas, estructurales y solicitaciones impuestas por el diseño definitivo del puente, enseguida se apuntan las soluciones de cimentación consideradas a priori como más viables desde los puntos de vista de comportamiento, costos y facilidad constructiva. Cabe aclarar que por ahora los análisis preliminares sólo se basan en una idea de magnitud de las cargas verticales estáticas actuando en los apoyos, y que no toman en cuenta otras acciones que pueden ser determinantes no sólo en la selección de los tipos de cimentación sino en el diseño particular de cada uno de ellos, como las debidas a sismo y viento.

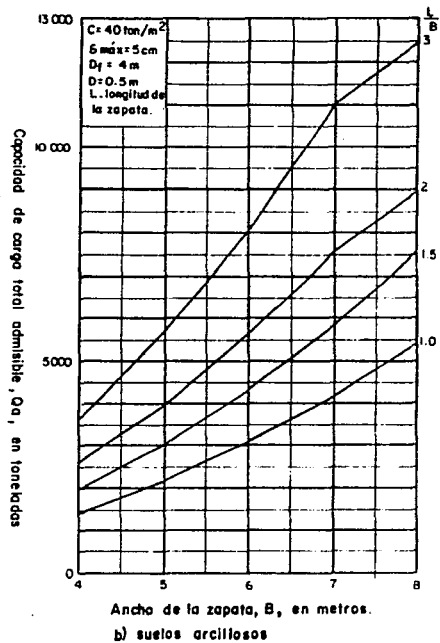
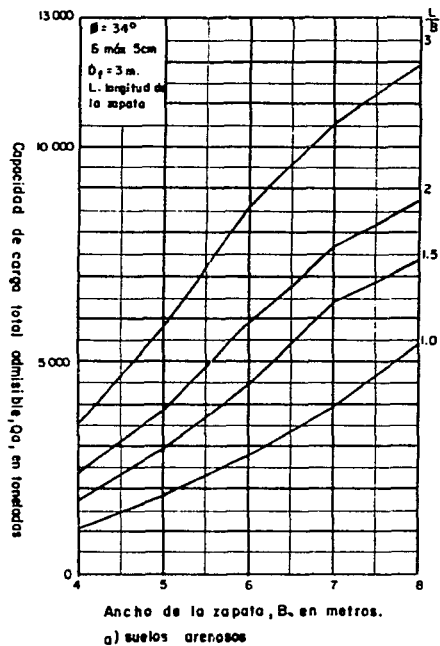


Fig. N.º 3.-Capacidad de carga total admisible de zapatas

II. 2. 3. 1. Apoyos de la márgen izquierda y del claro principal

a). - La cimentación será del tipo profunda, a base de pilotes precolados de sección maciza dispuestos en uno ó dos conjuntos bajo cada apoyo. La descarga de éstos será transmitida a los pilotes utilizando una subestructura rígida situada por debajo de la superficie del terreno.

b). - La longitud de los pilotes variará en función de la profundidad del estrato resistente en la posición de cada apoyo. Para fines de diseño preliminar, tentativamente la longitud de los pilotes podrá estimarse a partir de la profundidad de desplante (D_f) de sus puntas en cada sondeo.

c). - La capacidad de carga total admisible (Q_a), por punta y fricción, por pilote individual de sección cuadrada aplicable a descargas estáticas se obtendrá de las tablas incluidas en II. 2. 2. 1. 2. y en II. 2. 2. 2. 3.

d). - El número de pilotes se calculará agregando a las cargas estáticas de la superestructura las debidas al peso propio de los apoyos y de la cimentación.

e). - Para la acción combinada de cargas estáticas y accidentales verticales, la capacidad de carga referida en (c) podrá incre--

mentarse en un 30%.

f). - La separación mínima entre centros de pilotes será de tres veces su lado (3B), excepto en el apoyo extremo de la margen izquierda (SM-1) en que será de 3.7 B. Para estas condiciones el asentamiento inmediato de los grupos se estima en el orden de 5 cm.

g). - Deberá revisarse que la capacidad de carga de cada grupo de pilotes sea por lo menos igual a tres veces la suma de las capacidades de carga admisible individual de los pilotes que lo integran. El grupo se considerará como un elemento prismático de iguales dimensiones en planta que las de la envolvente y de misma longitud que los pilotes. Para éstos análisis, como capacidad de carga a la falla por punta (qp) y por fricción lateral (fs) de los conjuntos, se utilizarán los siguientes valores medios:

<u>Sondeo</u>	<u>qp(ton/m²)</u>	<u>fs(ton/m²)</u>
SM-1	930	- 2.0
SM-2 a SM-5	220	3.0
SM-1	115	4.2
SMD-1	275	3.3

II. 2.3.2. Apoyos de la margen derecha

a). - La cimentación será del tipo superficial ó a cielo abier

to, a base de zapatas corridas a todo lo largo de cada apoyo ó aisladas bajo cada rama del apoyo considerado. Las zapatas se diseñarán estructuralmente como elementos rígidos, en terreno rígido.

b). - Dependiendo de la ubicación relativa de los apoyos definitivos, las zapatas quedarán apoyadas en arena compacta (SM -6) ó en arcilla dura (SM-7). La profundidad de desplante (Df) mínima tentativa será de 4.0 m., debiendo penetrar cuándo menos 0.5 m. en el estrato resistente.

c). - Para diseño preliminar se utilizarán las capacidades de carga admisible total (Qa) indicada en las gráficas de la figura. Ante éstas condiciones estáticas deberá revisarse que el esfuerzo máximo en la base no exceda de :

$$\text{en arcilla } q_a = 70.5(1+0.2B/L)$$

$$\text{en arena } q_a = 54+4B$$

dónde :

q_a , capacidad de carga unitaria admisible, en ton/m²

B y L ancho y largo del cimiento, respectivamente, en m.

Para la acción combinada de cargas estáticas y accidentales el esfuerzo máximo en la base no excederá del obtenido de las expresiones anteriores incrementando un 30%.

En los cálculos deberá incluirse el peso propio de la cimentación.

d). - Las fuerzas horizontales se transmitirán por fricción - en el contacto zapata - terreno, dejando entre el piso excavado y la zapata una plantilla de 15 cm. de espesor mínimo de material granular bien graduado, grava y arena. El factor de seguridad contra el deslizamiento será de 1.5 para la acción combinada de todas las fuerzas horizontales, aplicando un coeficiente de fricción de 0.35.

No se considera necesario, pero si así resultara, la fuerza no tomada por fricción podrá transmitirse lateralmente al terreno para que éste la soporte por empuje pasivo, haciendo los arreglos pertinentes al cimiento.

II. 2.3.3. Observaciones.

Cómo se mencionó al principio, las recomendaciones anteriores son de carácter general, siendo necesario verificarlas y definir las en detalle a partir de las características propias del terreno en el sitio de cada cimiento, determinadas en una fase final de investigaciones de campo y laboratorio programadas a propósito para las soluciones adoptadas; así como a partir del conocimiento de las condiciones impuestas por el proyecto definitivo del puente.

El siguiente paso, será desarrollar el procedimiento de cál

culo necesario para obtener las características finales de cimenta --
ción a partir de los resultados obtenidos de sondeos de exploración -
efectuados en los sitios elegidos para cada apoyo.

**III. - ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA Y
ESTUDIOS ESPECIALES**

III.1. RESTRICCIONES

Tomando en cuenta lo que se citó anteriormente respecto a las características del puente existente y a los volúmenes de tránsito carretero y fluvial, se definió que el puente deberá permitir el paso simultáneo de vehículos y embarcaciones. Así mismo, considerando que el ambiente de la zona es altamente corrosivo, por efecto de las emanaciones de las industrias petroquímicas ahí establecidas, -- por la salinidad y la frecuencia de los vientos violentos, se decidió que la estructura del puente deberá ser de concreto, por ser un material más resistente a los factores enunciados y por tener un mejor comportamiento a la estabilidad aeroelástica. Por último, con el fin de evitar posibles accidentes a causa de choques de las embarcaciones, no es conveniente alojar apoyos de la estructura en la parte interna del cauce.

Considerando las características anteriores, se elaboraron dos anteproyectos, uno con el tramo principal resuelto con el procedimiento de doble voladizo con claro sobre el cauce de 250 m., y el otro de tipo atirantado con claro de 288 m.

Para el primer caso, la superestructura requería de un perralte máximo, en los arranques, de 15 m. y para el segundo un perralte constante de 3.0 m. Del análisis detallado de estas solucio-

nes se eligió como más ventajosa y económica la del tipo atirantado, sobre la cual se estudiaron varias alternativas, principalmente en lo que se refiere a la forma de atirantamiento y a la longitud de los tramos laterales al claro de 288 m., dedicando especial atención a la arquitectura parcial de los elementos y a la general del puente para lograr un aspecto estético agradable.

De acuerdo a lo especificado por la Secretaría de Marina, se fijaron restricciones para el diseño en cuanto a las características de las embarcaciones y éstas fueron que se tendrá, como mínimo, un espacio libre vertical de 35.0 m. y un espacio mínimo horizontal de 180.0 m.

Por lo que respecta a los estudios de Ingeniería de Tránsito, se determinó que la estructura alojara 4 carriles de circulación, dos en cada dirección, considerando una carga móvil del tipo HS-20 de las Normas AASTHO.

En el aspecto estructural, se debe considerar que por quedar localizada la obra en zona ciclónica y de actividad sísmica importante, la estructura debe resistir vientos que alcanzan velocidades de 200 km/hr. y que ejercen presiones de 320 kg/m², y para el aspecto sísmico se consideran efectos siguiendo dos espectros diferentes en tres dimensiones.

De acuerdo con las variaciones de temperatura en la zona, se tomaron $\pm 6^\circ$ de variación uniforme sobre la estructura y diferencias de 10° entre sus tirantes y el tablero y además 6°C entre las fibras superior e inferior de éste último.

Para el comportamiento general de la estructura se realizan análisis estáticos y dinámicos, principalmente por efectos del sismo, considerando la interacción suelo - estructura.

III.2. - CARACTERISTICAS TECNICAS

La longitud total es de 1,170.0 m. con alineamiento recto, de los cuales 472.0 m. corresponden a un viaducto de acceso en la margen izquierda, integrado por tramos de 60.0 m. con pendiente de 5.28 %, y 698.00 m. corresponden al tramo principal, atrantado, compuesto de siete claros, con longitudes de : 30.23 m., 49.42 m., 112.35 m., 288.00 m., 112.35m., 60.00 m. y 45.90 m. respectivamente, cuya modalidad de suspensión es axial del tipo medio abanico, compuesto por 17 tirantes formados de 37 a 61 torones de 150 mm² de área cada uno, anclados en el tablero a cada 7.20 m. y atravesando el mástil en forma continua.

Debido a las importantes acciones en el sentido transversal

provocadas por viento y sismo, para no ampliar en forma importante el ancho del tablero, se escogió un pilón del tipo "Y" invertida.

Las pilas son del tipo clásico, de sección rectangular, hueca, reforzada y presforzada en aquellas que están sujetas a efectos de mayor consideración, con excepción de las que corresponden al tramo principal. Estas últimas tienen una altura total de 97.0 m. incluyendo el mástil; las pilas contiguas también están empotradas con el tablero. El resto de las pilas tienen apoyos deslizantes en el sentido longitudinal, con topes de concreto para la transmisión de fuerzas transversales sísmicas.

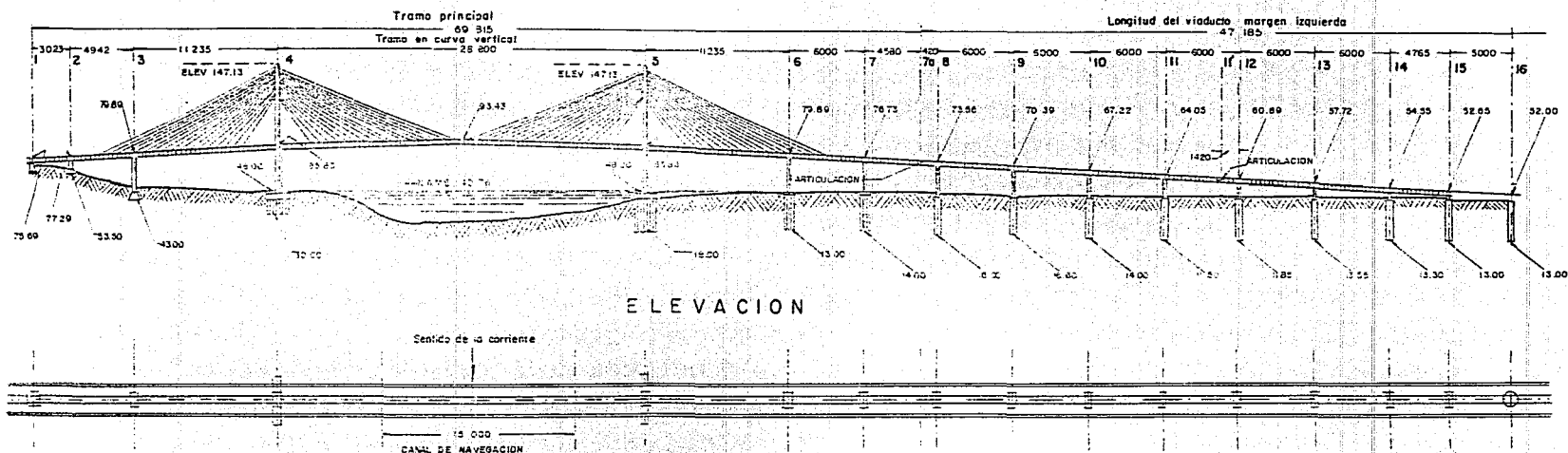
El tablero es de sección de cajón de 3.00 m. de altura, con almas inclinadas y ancho total de 18.10 m. y alojadas dos calzadas de 7.0 m. para dos carriles de circulación cada una, separadas por un camellón de 1.50 m. y banquetas laterales de 1.30 m.

III.3. ESTUDIOS ESPECIALES.

Dada la importancia de la obra y en particular para el tramo principal, se realizaron diversos estudios de carácter especial, algunos de ellos efectuados por primera vez en el mundo.

Al realizar los primeros análisis de estabilidad general de

Fig. No. 4.- Proyecto definitivo para el puente Coatzacoalcos II.



ELEVACIONES EN METROS.
ACOTACIONES EN CENTIMETROS.

PLANTA

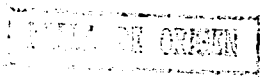
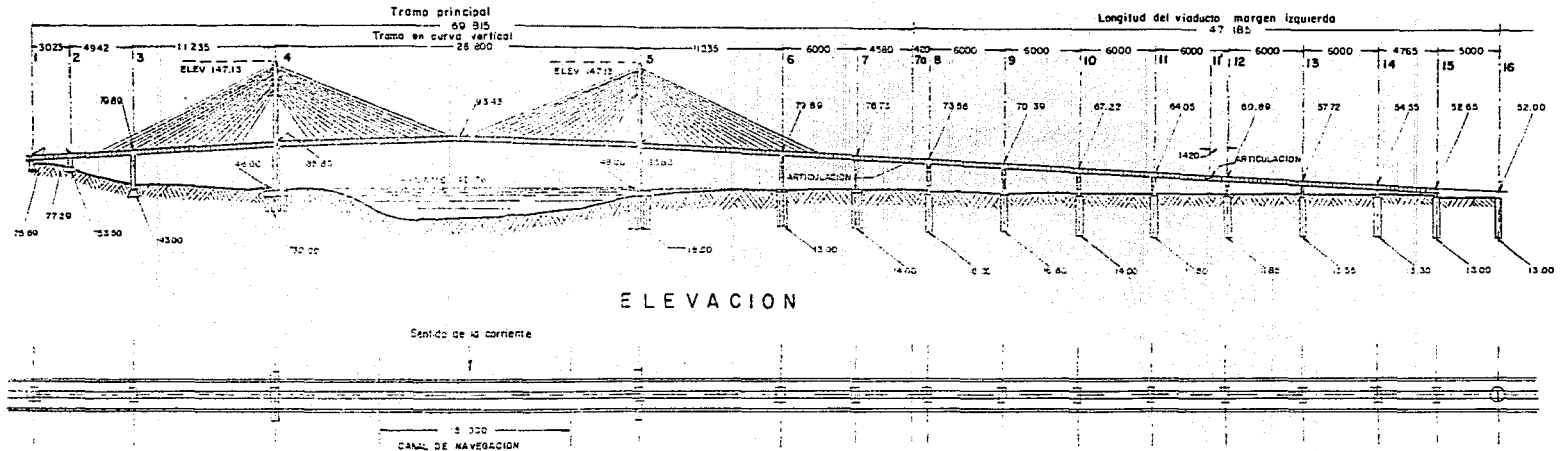


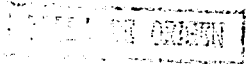
Fig. No. 4.- Proyecto definitivo para el puente Coatzacoalcos II.



ELEVACION

PLANTA

ELEVACIONES EN METROS.
ACOTACIONES EN CENTIMETROS.



la estructura para diferentes combinaciones de cargas y en particular para el tramo principal, se observó que los efectos más desfavorables se presentaban al intervenir el sismo. Para este estudio se utilizó el método de análisis modal, haciendo la superposición de los diversos modos de vibración con base a los espectros de aceleración de acuerdo con las normas mexicanas. Tomando en cuenta que las características del suelo de cimentación son diferentes en los márgenes del río, se consideraron dos espectros básicos de diseño y se analizaron efectos del sismo en tres direcciones: vertical, longitudinal y transversal; para la primera los espectros básicos se afectaron de un factor de 0.75 y no se tomó en cuenta reducción por ductilidad, salvo para el tablero; para la segunda y tercera dirección se consideraron factores de ductilidad de 3 y 2 respectivamente.

Como complemento, el Instituto de Ingeniería desarrolló un modelo muy esquemático de la estructura, un estudio de la influencia en la respuesta sísmica del puente de las diferencias de fase en los movimientos de sus apoyos, obteniéndose que para la condición del sismo vertical, las diferencias de fase pueden tener un efecto apreciable sobre las fuerzas internas de diseño; efecto que es muy sensible a las velocidades efectivas de propagación de las ondas en la dirección paralela al puente; por el contrario las diferencias de fase en el movimiento horizontal, no ocasionan amplificaciones impor-

tantes y por lo tanto pueden despreciarse.

Para la estabilidad aeroelástica del tablero se realizó un estudio en túnel de viento, para conocer el fenómeno de "Flutter" con dos grados de libertad, flexión y torsión simultánea en el tablero, fenómeno que se presenta en puentes colgantes ó atirantados y que ocasionó la falla del puente Tacoma, al igualarse las frecuencias de vibración por flexión y torsión. Otro fenómeno que hay que tomar en cuenta es el efecto del escape de torbellino de Van Karman cuya intensidad depende de varios parámetros entre los cuáles los más importantes resultan ser la longitud y forma de la sección del tablero. El estudio reveló que para velocidades de viento de 200 km/hr., no existe ninguna señal de oscilación a uno ó dos grados de libertad, -- por lo que no hay riesgo de inestabilidad aeroelástica; las amplitudes de vibración calculadas, suponiendo un amortiguamiento de $5 \cdot 10^{-3}$, -- no sobrepasan de 3 cm. en flexión y puede alcanzar un ángulo de un grado de torsión, que corresponde a un desplazamiento vertical de 16 cm. en las orillas del tablero y en el centro del claro de 288.0 m.

Respecto al torbellino se observó que la sección propuesta -- provoca un efecto de vibraciones de amplitud reducida que no afecta -- al tablero pero que tiene influencia en los tirantes; si la frecuencia -- de vibración de éstos se acerca ó coincide con la del tablero, su vibración puede llegar a tener una gran amplitud. Para evitar lo ante-

rior se ha estudiado un sistema de amortiguamiento entre cada tirante y el tablero, lo que a su vez ayudará a reducir las posibilidades de fatiga de los torones de los tirantes en sus anclajes en el tablero.

Siendo los tirantes los elementos esenciales de la estabilidad de la estructura, se tomó especial cuidado en estudiar y probar todos sus componentes. Para seleccionar el acero se realizaron pruebas estáticas y dinámicas (fatiga) así como la susceptibilidad a la corrosión bajo tensión en tres tipos de acero y de diferentes nacionalidades; elegido el mejor acero, se efectuaron otras pruebas similares para determinar las gráficas de Smith y Wohler para verificar el diseño de los tirantes. Con este mismo acero se implementaron dos tirantes de prueba de 5 m. de longitud con 37 torones y con dos tipos de anclaje diferentes, los cuáles fueron probados a la fatiga en tres etapas : en la primera, a los esfuerzos y variaciones de proyecto y a dos millones de ciclos y carga estática al 70% del esfuerzo de ruptura y en la segunda y tercera aumentando la variación de esfuerzo en la prueba de fatiga.

Para la sujeción ó anclaje de los tirantes en el mástil, se analizó el utilizar anclajes de tipo cruzado de una ó dos capas y el sistema de desviación que implica la continuidad del cable, solución más práctica, económica y estética, aplicada únicamente en el puente Bro

tonue en Francia, pero sin experiencia en su comportamiento dinámico. Para conocer lo que pudiera ocurrir, principalmente por fatiga de los torones que forman los tirantes, en la desviación al pasar por el mástil, debido a la imposibilidad de controlar el acomodo y clasificación de los torones, se realizó una prueba en un laboratorio de Suiza, primera de este tipo en el mundo. Utilizando un cable formado por 12 torones de 15 mm. de diámetro provisto de su ducto normal y tubos de transición en condiciones similares al de los tirantes del proyecto, sujeto en sus extremos a unos bloques fijos simulando el tablero y en el centro sometido a una desviación con radio de curvatura igual al de proyecto dentro de un bloque superior de concreto armado simulando el mástil sometido a carga cíclica hasta por dos millones. Esta prueba no sólo simuló las variaciones de tensiones previsibles en la estructura, sino también las sobretensiones causadas por el movimiento de los cables. Los resultados fueron ampliamente satisfactorios, adoptándose esta solución para el proyecto.

Se estudió por elementos finitos la distribución de esfuerzos en los diversos componentes de la zona curva donde se fusionan la parte superior de las pilas principales, el mástil y el tablero; y entre las losas superior e inferior, tornapuntas y anclaje de tirantes.

III. 4. - ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO.

El cálculo de flexión general del tramo atirantado es la parte fundamental del diseño y se resuelve por medio de un programa de computadora preparado específicamente para este tipo de estructuras donde interviene desde las características de cimentación, la interacción suelo - estructura, el proceso constructivo del tablero ó superestructura, las diferentes condiciones de carga y los diversos efectos que se generan en la estructura debido a sus propiedades geométricas, elásticas y de resistencia, sobre todo en los elementos de concreto por sus deformaciones diferidas. Por consecuencia se requiere conocer con precisión los módulos de reacción lateral del sub suelo y las características de todos los materiales, principalmente sus módulos de elasticidad. Este proceso de cálculo requiere de un número de horas muy importante de computadora para ir determinando por aproximaciones, diagramas envolventes de elementos mecánicos, diagramas de esfuerzos, fuerzas de presfuerzo provisional y definitivo a lo largo del tablero, hasta definir número, tipo de cables sus trayectorias y las tensiones iniciales en los tirantes que deberán aplicarse durante la construcción y la determinación de las deformaciones del tablero en todo el proceso de ejecución para garantizar su geometría prevista al concluir la obra.

También se analiza la flexión transversal y torsión del tablero y los efectos que se producen en las losas y en las almas prin-

principalmente en la zona de los anclajes de los tirantes y las tomapun--
tas.

Otra condición en el análisis de flexión general fué conside--
rar la falta de uno de los tirantes y actuando la carga móvil, ya sea -
que éste se dañara por un accidente ó tuviera que reponerse por algu
na falla; para tal motivo se dispuso lo necesario para cambiar todos
los elementos.

Para el esfuerzo longitudinal del tramo principal se eligie--
ron cables de 12 y 19 torones de 15 mm. de diámetro, siendo ésta
la primera vez que se utilizan en México torones y cables de estas -
características. Con objeto de disminuir el tiempo de ejecución de
los trabajos, se diseñaron bloques prefabricados de concreto de alta
resistencia, en las cuáles se dejaron ahogados los anclajes de los ca
bles. Estos bloques son de dos tipos, para los cables anclados en -
las almas del cajón en las juntas de cada dovela, y para los cables -
provisionales que se anclan dentro del cajón a media dovela, en las -
esquinas formadas por las almas y la losa superior y se denominan -
"mogotes" superiores. Estos últimos cables se requieren en la par
te atirantada debido a los momentos de flexión que resultan de las --
partes del tablero construido en voladizo a partir del último tirante -
tensado, diseñándose con cables de 19 torones de 15 mm. de diáme--

tro en una longitud de 7 dovelas y del tal forma que uno se puede deducir de otro por simple traslación de un número entero de dovelas, por lo que fueron llamados cables cíclicos. Por lo anterior cada mogote superior lleva dos anclajes 19T15, uno en cada extremo, con ángulos de salida de los cables diferentes en cada cara.

Para la protección de los tirantes contra corrosión se ha --
dispuesto que los torones queden alojados en tubos de acero de 20 cm. de diámetro y 7 mm. de espesor dentro de los cuñes se inyectará a presión una lechada de cemento con un aditivo estabilizador de volumen después de ponerlos en tensión; los tubos se protegerán a su vez por medio de pintura.

IV. - PROYECTO DEFINITIVO PARA LA CIMENTACION

IV.1. INTRODUCCION

Habiendo sido definido el proyecto definitivo del puente, efectuados los estudios estructurales y en base al estudio de Mecánica de Suelos, se presentan a continuación, las soluciones que se aplicarán en la cimentación de cada uno de los apoyos y pilas centrales del puente, localizados de la siguiente manera :

Márgen derecha :

Apoyo No. 1	Km. 16+155.00
Apoyo No. 2	Km. 16+205.00
Apoyo No. 3	Km. 16+265.00
Pila central No. 4	Km. 16+375.00

Márgen izquierda :

Pila central No. 5	Km. 16+635.00
Apoyo No. 6	Km. 16+745.00
Apoyo No. 7	Km. 16+805.00
Apoyo No. 8	Km. 16+865.00
Apoyo No. 9	Km. 16+925.00
Apoyo No. 10	Km. 16+985.00
Apoyo No. 11	Km. 17+047.50
Apoyo No. 12	Km. 17+105.00

Apoyo No. 13	Km. 17+165.00
Apoyo No. 14	Km. 17+225.00
Apoyo No. 15	Km. 17+275.00

En cada una de las soluciones, se menciona la ubicación del sondeo definitivo, su estratigrafía, así como las características de cada cimentación.

IV. 2. SOLUCIONES PARA LA MARGEN DERECHA

Con base en los resultados de pruebas de penetración estándar fundamentalmente, por tratarse de suelos friccionantes, se emplea la teoría de Terzaghi para calcular la capacidad de carga, considerando que los apoyos uno a tres, y la pila central cuatro, pueden diseñarse con cimentación de tipo superficial y añadiendo como alternativa para la pila central cuatro, cimentación de tipo profunda a base de pilotes colados en el lugar.

- Apoyo No. 1. - Km. 16+155

Sondeo en el km. 16+155, con profundidad de 16.93 m. y

NAF a 10.05 m.

Estratigrafía

Hasta 4.2 m. - arcilla muy arenosa, poco firme a muy firme

4.20 - 9.0 m. - arena poco compacta, arcillosa

9.00 - 9.6 m. - arcilla firme

9.60 - 15.0 m. - arena arcillosa compacta

- a). - La cimentación será de tipo superficial, a base de zapatas corridas.
- b). - El desplante se hará en el material clasificado como arcilla muy arenosa, poco firme a muy firme, penetrando hasta 4.0 m. de profundidad a partir del nivel actual del terreno natural, ó sea, aproximadamente al nivel de la elevación 63.0
- c). - La capacidad de carga admisible será de 35 ton/m²
- d). - Las excavaciones podrán hacerse con taludes del orden de 1/4 : 1, sin problemas importantes de filtraciones.
- e). - Se estiman asentamientos rápidos, durante la construcción, de magnitud máxima de 5 cm.

- Apoyo No. 2. - Km. 16+205

Sondeo en el km. 16+190, con profundidad de 25.0 m. y

NAF a 5.4 m.

Estratigrafía

0.00 - 1.20 m. - arcilla café, firme, con arena fina

1.20 - 11.0 m. - Arena fina arcillosa, café, poco compacta a compacta hasta 5.0 m., desde ahí muy -

compacta

- 11.00 - 12.00 m. - arcilla gris, muy firme, con arena
- 12.00 - 18.50 m. - arena fina arcillosa, café muy compacta
- 18.50 - 23.20 m. - arcilla gris muy dura, con poca arena fina y mica
- 23.20 - 25.00 m. - arena fina limosa, gris, muy compacta, con poca mica

- a). - La cimentación será del tipo superficial, a base de zapatas corridas.
- b). - El desplante se hará en el material clasificado como arena fina arcillosa, compacta a muy compacta, penetrando hasta 4.5 m. de profundidad a partir del nivel actual del terreno natural, que equivale aproximadamente al nivel de la elevación 54.0.
- c). - La capacidad de carga admisible varía de 70 ton/m² para zapata con ancho de 4.0 m., 80 ton/m² para 6.0 m. y 95 ton/m² para 8.0 m.
- d). - Las excavaciones podrán hacerse con taludes del orden de 3/4 : 1, sin problemas importantes de filtraciones
- e). - También se estiman asentamientos rápidos, durante la construcción de magnitud menor a 5 cm.

. - Apoyo No. 3. - Km. 16+265

Sondeo en el km. 16+265, con profundidad de 30.0 m.

Estratigrafía

0.00 - 4.70 m. - arena poco arcillosa, suelta

4.70 - 9.60 m. - arcilla arenosa, dura

9.60 - 15.60 m. - arena muy compacta

15.60 - 29.60 m. - arena muy compacta con capas delgadas
de arcilla muy dura

29.60 - 30.60 m. - lutita

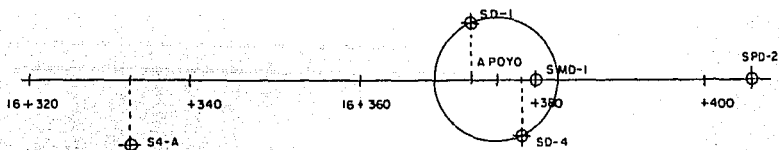
- a). - La cimentación será de tipo superficial, a base de zapatas corridas.
- b). - El desplante se hará en el material clasificado como arcilla arenosa, dura, penetrando hasta 6.5 m. de profundidad, a partir del nivel actual del terreno natural, lo que equivale al nivel de la elevación 43.0.
- c). - La capacidad de carga admisible será de 60 ton/m²
- d). - Las excavaciones requieren taludes del orden de 1.5:1, debiéndose prever la utilización de equipo de bombeo para el control de filtraciones.
- e). - Se estiman asentamientos rápidos, durante la construcción de un valor máximo de 6.0 cm.

. - Apoyo No. 4. - km. 16+375

Para el diseño de este apoyo se tiene el siguiente conjunto -

de sondeos :

No.	Ubicación	Prof.
S4-A	8.5 m., derecha del km. 16+333.6	20.6 m.
SD-1	7.0 m., izquierda del km. 16+372.0	22.3 m.
SD-4	7.0 m., derecha del km. 16+378.0	25.6 m.
SMD-1	km. 16+380	15.9 m.
SPD-2	km. 16+405	21.6 m.



Se observa una diferencia notable en la estratigrafía que se tiene entre los sondeos centrales cercanos al apoyo, y el sondeo del lado del río. En los primeros, los suelos resistentes son arenas ll mosas muy compactas, con lentes de arcilla dura, en cambio en el sondeo SPD-2, los suelos resistentes son arcillas muy duras encontradas entre los 12.0 m. y 22.0 m. a que se llevó este sondeo.

a). - La cimentación será de tipo profundo, a base de pilo--

tes de concreto armado, colados en el lugar de 2.50 m. de diámetro para pilotes centrales y con ampliación de base a 3.0 m., en los pilotes extremos. Los pilotes estarán ligados por una zapata circular de concreto armado de 30 m. de diámetro y 5.0 m. de peralte.

b). - El desplante de los pilotes centrales se hará al nivel de la elevación 22.0, lo cuál equivale a profundidades del orden de 22.0 m. y los extremos se excavarán hasta el nivel de la elevación 28.0 a 26.0 m. de profundidad, bajo el nivel del terreno natural.

c). - La capacidad de carga admisible será de 1,290 ton. para los pilotes centrales y de 1,580 ton. para los pilotes extremos.

En estos valores ya se descontaron los pesos propios de los pilotes, por lo cuál su capacidad de carga debe considerarse en el nivel superior de ellos, una vez que se han colado.

d). - La distancia mínima entre pilotes será de 5.0 m. entre centro y centro y la excavación para un pilote vecino a otro en proceso de construcción, solamente se podrá iniciar después de que el concreto vaciado para este último pilote haya fraguado. Para las excavaciones se -

requiere del uso de ademe metálico hasta el nivel de la elevación 38.0 aproximadamente y, hacia abajo, de lodo bentonítico.

IV.3. SOLUCIONES PARA LA MARGEN IZQUIERDA

- Apoyo No. 5. - Km. 16+635

Se efectuaron cinco sondeos; cuatro localizados en los vértices de un rectángulo de 12 m. de ancho, (medidos sobre el eje del camino), y 24 m. de largo, y el 5° en el eje. El sondeo que está en el eje se llevó a 25.0 m. de profundidad; de los otros cuatro, en tres se llegó a 30.0 m., y el cuarto, hasta 35.6 m.

Con los datos de la exploración y de las pruebas de laboratorio, se definió la siguiente stratigrafía :

0.00 - 5.00 m. - Suelos recientes de depósito fluvial: arcillas orgánicas blandas, con lentes arenosas.

5.00 - 15.00 m. - Arenas finas, color gris, limosas y poco limosas, de compactidad variable entre los sondeos, de sueltas a compactas.

15.00 m. en adelante. - Arcilla gris, dura, de alta plasticidad, fisurada.

- a). - Por las condiciones de los materiales del subsuelo, la cimentación del apoyo será de tipo profundo, a base de pilotes de concreto armado, colados en el lugar, de 2.50 m. de diámetro para pilotes centrales y con ampliación de base a 3.0 m., en los pilotes extremos. Los pilotes estarán ligados por una zapata circular de concreto armado de 30.0 m. de diámetro y 5.0 m. de peralte.
- b). - La profundidad de desplante de las pilas centrales será de 22.0 m. bajo el nivel del terreno natural, y de 26 m. para las pilas exteriores.
- c). - Las capacidades de carga admisibles son las siguientes, calculadas con factor de seguridad de 3:
- Pilotes centrales : $Q_a = 1,000$ ton.
- Pilotes extremos : $Q_a = 1,275$ ton.
- d). - Para cargas extraordinarias, el factor de seguridad mínimo será 2.2; con esto, se tendrán las siguientes capacidades :
- Pilotes centrales : $Q_a = 1,453$ ton.
- Pilotes extremos : $Q_a = 1,804$ ton.
- Los valores indicados en c). - y d). - son cargas a las que ya se descontó el peso propio de las pilas.

e). - Las excavaciones para la construcción de las pilas requieren el uso de ademe metálico, que se llevará hasta la arcilla dura, aproximadamente a la elevación 29.0 ; esto significa que se necesitan ademes de 21.0 m. de longitud, ya que el nivel medio del agua se tiene en la elevación 49. El resto de la excavación se ademará -- con lodo bentonítico.

. - Apoyo No. 6. - Km. 16+745

Sondeo en el km. 16+745, con profundidad de 40.0 m. y NAF a 0.30 m.

Estratigrafía

0.00 - 1.20 m. - arena fina, limosa suelta

1.20 - 1.80 m. - arcilla blanda

1.80 - 4.80 m. - limo blando

4.80 - 12.60 m. - arena limosa suelta

12.60 - 14.40 m. - arena limosa compacta, con capa de arcilla firme

14.40 - 22.20 m. - capas alternadas de arena suelta y arcilla poco firme, con espesores entre 0.60 y 1.20 m.

22.20 - 28.80 m. - arcilla firme a muy firme

28.80 - 40.45 m. - arcilla muy dura, con alto contenido de

materia orgánica hasta 33.60 m.

- Apoyo No. 7. - Km. 16+805

Sondeo en el km. 16+805, con profundidad de 35.0 m.

Estratigrafía

0.00 - 2.00 m. - arena limosa suelta

2.00 - 10.00 m. - arcilla blanda, y de 7.00 a 9.00 m. arena muy arcillosa

10.00 - 13.00 m. - arena limosa poco compacta

13.00 - 14.50 m. - arcilla blanda

14.50 - 15.50 m. - arena limosa poco compacta

15.50 - 25.00 m. - arcilla

25.00 - 30.00 m. - arcilla café

30.00 - 31.00 m. - arcilla café, clara

31.00 - 33.00 m. - arena fina gris verdosa, muy compacta

33.00 - 35.00 m. - arcilla dura gris verdosa

a). - El subsuelo tiene una estratigrafía constituida por depósitos fluvio - lacustres, intercalándose arenas y arcillas, que en conjunto son estratos de baja resistencia y compresibilidad alta, hasta profundidades de 21.0 m. - aproximadamente; a continuación se tiene arcilla dura - y muy dura, fisurada, hasta el nivel explorado.

- b). - Por las características de los materiales mencionados anteriormente, la cimentación será de tipo profundo, a base de pilotes circulares de concreto armado colados en el lugar, para los apoyos 6 y 7.
- c). - Los pilotes de concreto armado serán de sección circular con 2.5 m. de diámetro, desplantado en la arcilla - dura fisurada, al nivel de las elevaciones 13.0 y 14.0 respectivamente para los apoyos 6 y 7; su separación mínima entre centro y centro será de dos diámetros.
- d). - La capacidad de carga admisible a la compresión será de 1,360 ton. y a la extracción de 635 ton. por pilote en la zona del apoyo 6.
- Para el apoyo No. 7, la capacidad de carga admisible - por compresión será de 1,430 ton. y de 600 ton. a la extracción.
- En los valores mencionados ya está considerado el peso propio de los pilotes.
- e). - Los posibles asentamientos en cada apoyo serán de tipo rápido y producidos durante la construcción.
- f). - Para el caso de los pilotes colados en el lugar es conveniente tener en cuenta en la excavación, el uso de ademe metálico hasta el nivel de la elevación 35.0, 15 m.

de profundidad y de lodo bentonítico abajo de esta profundidad.

Para distancias entre pilotes menores ó iguales a dos diámetros, es indispensable que un pilote vecino a otro en construcción, solamente pueda iniciarse en su excavación, si el concreto vaciado en el pilote mencionado como en construcción, ya está fraguado.

Las características del lodo bentonítico serán similares a las mencionadas en las recomendaciones para el apoyo 5.

- g). - Los valores de carga mencionados para la extracción de un pilote fueron obtenidos tomando la mitad del valor de fricción, más el peso propio del pilote de sección constante de 2.5 m. Si se tiene necesidad de un mayor valor, puede pensarse en ampliar la base del pilote a 3.0 m., con una figura troncocónica cuya altura mínima también es de 3.0 m. Con esta ampliación, se debe añadir a los valores anteriores el efecto de carga última en el estrato resistente, por la diferencia de diámetros, dando un valor total probable del orden del doble de los valores mencionados en el inciso c)

. - Para el caso de los apoyos No. 8 a No. 15, se resolvió em
plear cilindros huecos de concreto armado apoyados en ca-
pas de arcilla muy dura localizados de acuerdo a los son --
deos efectuados para cada uno de los apoyos. Se indican a
continuación las soluciones finales de cimentación para cada
uno de los apoyos mencionados.

a). - El subsuelo tiene una estratigrafía constituida por de-
pósitos fluvio - lacustres, intercalándose a arenas y ar-
cillas, que en conjunto son estratos de baja resistencia
y alta compresibilidad, hasta profundidades de 25.0 m.
aproximadamente; a continuación se tiene arcilla dura
y muy dura, hasta los niveles de desplante.

b). - Por las características de los materiales mencionados
anteriormente, la cimentación será de tipo profundo, a
base de cilindros huecos de concreto armado, sellados
en sus extremos.

c). - Apoyo No. 8. - El cilindro será de 6.0 m. de diámetro
exterior, 4.40 m. de diámetro interior y profundidad -
de hincado a 32.60 m. , elevación 16.0. La capaci --
dad de carga admisible será de 4, 298 ton.

d). - Apoyo No. 9. - El cilindro será de 6.0 m. de diámetro

exterior, 4.40 m. de diámetro interior y profundidad - de hincado a 31.48 m., elevación 16.60 m. La capacidad de carga admisible será de 4,039 ton.

- e). - Apoyo No. 10. - Para lograr el hincado en los 37.60 m. de profundidad necesaria se requiere construir el cilindro de sección variable, con la siguiente geometría : - en los primeros 20.0 mts. un diámetro exterior de 6.0 m. y diámetro interior de 4.0 m.; y el resto del cilindro con diámetro exterior de 5.6 m. y diámetro interior de 4.0 m. La capacidad de carga admisible será de 3,922 ton.
- f). - Apoyo No. 11. - Para lograr el hincado en los 37.00 m. de profundidad necesaria, se requiere construir el cilindro de sección variable, con la siguiente geometría : en los primeros 15.0 mts. un diámetro exterior de 6.0 m. y diámetro interior de 4.0 m.; y el resto del cilindro con diámetro exterior de 5.60 m. y diámetro interior de 4.0 m. La capacidad de carga admisible será de 2,584 ton.
- g). - Apoyo No. 12. - Desplante a 36.5 m. de profundidad - correspondiente a la elevación 11.65 m. El cilindro tendrá sección variable de acuerdo a lo siguiente : sec

ción inferior de 15.0 m. de longitud, con diámetro exterior de 6.0 m. y diámetro interior de 4.0 m., y el resto con diámetro exterior de 5.60 m. y diámetro interior de 4.0 m. La capacidad de carga admisible será de 3,125 ton.

- h). - Apoyo No. 13. - Desplante a 35.85 m. de profundidad - en elevación 12.25. El cilindro tendrá sección variable de acuerdo a lo siguiente : 6.0 m. de diámetro exterior y 4.0 m. de diámetro interior, en los primeros - 15.0 mts. ; y 5.60 m. de diámetro exterior y 4.0 m. - de diámetro interior, en el resto. La capacidad de - carga admisible será de 3,210 ton.
- i). - Apoyo No. 14. - Desplante a 35.87 m. de profundidad - en elevación 12.25. El cilindro tendrá sección variable como se indica : diámetro exterior de 6.0 m. y diámetro interior de 4.0 m. en los primeros 12.0 m. ; y - en el resto diámetro exterior de 5.6 m. y diámetro interior de 4.0 m. La capacidad de carga admisible será de 3,098 ton.
- j). - Apoyo No. 15. - Desplante en la elevación 12.25 a 35.85 m. de profundidad. Cilindro de sección variable con - 6.0 m. de diámetro exterior y 4.0 m. de diámetro inte

rior, en los primeros 15.0 m. ; y 5.60 m. de diámetro exterior y 4.0 m. de diámetro interior, en el resto.

La capacidad de carga admisible será de 3,346 ton.

- k). - En los valores de carga admisible indicados para cada apoyo, se considera que el peso propio de los cilindros será tomado por la fricción desarrollada en su perímetro en contacto con el subsuelo.

V. - PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

V.1. - PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EN LA CIMENTACION

Las características de los suelos propios de la zona definida para la ubicación del puente, obligaron a definir tres tipos de cimentación, que se emplearán en los apoyos de la estructura, según se relaciona :

- a). - Cimentación superficial, mediante zapatas de concreto armado, en los apoyos 1, 2 y 3.
- b). - Cimentación profunda, por medio de pilotes de concreto, colados en el lugar, para los apoyos 4, 5, 6 y 7.
- c). - Cimentación profunda, empleando grandes cilindros de concreto armado, hincados bajo el procedimiento de " Pozo Indio ", para los apoyos 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 y 15.

V.1.a. - Cimentación superficial.

Para la cimentación de los apoyos 1 a 3 que son del tipo convencional, desplantados por superficie y a base de grandes zapatas de concreto armado, apoyadas sobre terreno firme, se efectuarán las excavaciones a cielo abierto, empleando para ello dragas equipadas con cucharón de " concha de almeja " y realizando el afine de los taludes a mano. El armado y colado de la zapata se llevará a

cabo en forma tradicional, dejando las preparaciones necesarias para continuar el armado de las pilas de la subestructura. Finalmente, se procederá a rellenar la estructura con material seleccionado de banco, en capas y compactado al 90% de su P.V.S.M., empleando para ello equipos de compactación manuales debido a que el área de trabajo es muy reducida.

La geometría y profundidad de las zapatas, en cada apoyo, es la siguiente :

- . - En el apoyo No. 1, se tendrá un desplante a 4.0 m. de profundidad, en la elevación 63.0, con un ancho de zapata de 4.0 m.
- . - En el apoyo No. 2, se tendrá un desplante a 4.5 m. de profundidad, en la elevación 53.5, con un ancho de zapata de 4.0 m.
- . - En el apoyo No. 3, se tendrá un desplante a 6.8 m. de profundidad, en la elevación 43.0, con un ancho de zapata de 6.0 m.

V.1.b. - Cimentación profunda a base de pilotes colados en el lugar

Los procedimientos constructivos a emplear para la cimentación de los apoyos 4 a 7, básicamente son los mismos, modifi-

cándose para el caso de la pila No. 5, por encontrarse localizada dentro del cauce del río, en tanto que el resto de los apoyos indicados quedan en tierra.

. - Pila No. 4

La secuencia constructiva incluye las siguientes actividades: excavación y colado de los pilotes en el lugar, hincado de un tablero perimetral circular dentro del cual queda ubicada la zapata de unión de los pilotes, instalación y operación del sistema de bombeo, excavación para la zapata, y armado y colado de la zapata de unión de los pilotes.

Excavación y colado de los pilotes en el lugar.

La excavación de los 18 pilotes se lleva a cabo con una perforadora SOILMEC RT3/S, montada sobre una grúa LINK-BELT LS-118 de 60 ton. de capacidad. La perforadora consiste en un motor que mueve un vástago rotatorio que acciona en su parte inferior a un bote cortador tipo CADWEL de 2.50 m. de diámetro.

Para mantener la excavación abierta, y debido a la inestabilidad del suelo de las primeras capas, compuesto de turba muy blanda, será necesario que, progresivo a la excavación, se hincue un tubo metálico de 2.50 m. de diámetro en secciones de 6.0 m. de --

longitud, para que funcione como ademe metálico recuperable.

En algunas ocasiones, será necesario hincar dos ó más secciones - de ademe metálico, las cuáles serán soldadas para garantizar su unión.

Una vez que se ha pasado la zona de mayor inestabilidad del suelo, el resto de la excavación se llena con lodo bentonítico, el - cuál debe estar proporcionado de tal forma, que el peso específico del lodo bentonítico debe ser igual al peso específico del material - que se está desalojando. El lodo bentonítico se inyecta por medio de un equipo de bombeo, y su función es la de evitar derrumbes debido a la diferencia de presiones provocada al extraer el material - de la perforación.

Terminada la excavación, se repone por bombeo la bentonita del fondo, la cuál está contaminada por su alto contenido de arena y arcilla, lo que modifica sus propiedades. Esta reposición se hace extrayendo la bentonita de la excavación y llevándola a dónde una máquina " Desarenadora " se encarga de separar la arena y las bolas de arcilla que lleva en suspensión. Una vez limpia es conducida, por bombeo, nuevamente a la excavación.

Ya que se ha supervisado el correcto estado de la bentonita en el interior de la excavación, se autoriza la introducción del ace-

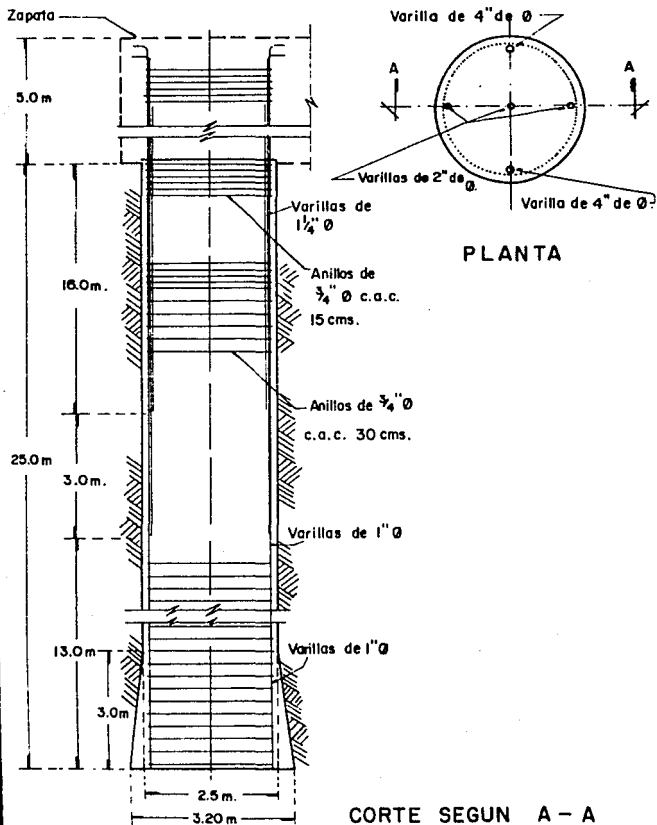
ro de refuerzo.

El acero de refuerzo está previamente habilitado y armado en secciones de 12.0 m., máxima longitud comercial de las varillas. Consta de 37 atados ó paquetes de tres varillas de 1 1/4", sujetos por un refuerzo transversal de anillos de 5/8" a cada 30 cms. Esta primera sección se coloca por medio de una grúa en la excavación, se sostiene y empleando otra grúa, se coloca en posición una sección similar a la primera; se unen ambas mediante traslapes amarrados y soldados, y se prosigue sucesivamente hasta cubrir la longitud total de la excavación.

Fijos al refuerzo longitudinal, se colocan dos tubos de 2" de diámetro equidistantes, dispuestos diametralmente, dos tubos de 4" de diámetro, dispuestos de igual forma pero en el eje perpendicular y un tubo de 2" de diámetro en el centro, Fig.No. 5, los cuáles servirán para verificar posteriormente, la compacidad del concreto, utilizando un equipo que trabaja a base de ondas sonoras; en los tubos de 4" de diámetro se coloca el emisor y en los tubos de 2" de diámetro se coloca el receptor.

Colocado el acero de refuerzo y los tubos de prueba, se verifica que no existan azolves en el fondo, los cuáles en su caso, se retiran inmediatamente antes del colado.

Fig. No. 5.- Corte longitudinal de un pilote .



Para el colado de los pilotes se emplea tubería TREMI de - 12" de diámetro, alimentada por una bomba de concreto WHITEMAN P-80 y fabricado en una planta ORU-1040 con capacidad de 30 m³/hr. La tubería TREMI es de acero, en secciones de 2.50 m. de longitud, las cuáles se unen por medio de rosca, para garantizar que no haya entradas de aire ó de agua, además de facilitar su recuperación con forme el avance del colado. La introducción de las secciones de - tubería TREMI se lleva a cabo mediante grúas que, como en el caso del acero, sostienen las secciones y permiten su unión.

Una vez que se ha colocado el número de secciones necesa-- rias para cubrir la longitud total de la excavación se procede a colo car, en la parte superior de la tubería, el cono ó tolva de recepción del concreto, la cuál, al igual que las secciones de tubería, se une por medio de rosca. La tolva almacena un volumen de concreto i- gual al que puede contener la tubería.

Antes de iniciar el colado, se coloca en el fondo de la tolva y sobre el hueco del tubo, un tapón de hule ó de estopa con grasa, - sostenida por un alambre. Al llenarse la tolva de concreto, se cor ta el alambre y el peso del concreto obliga a bajar al tapón que tra- baja cómo un émbolo desplazando al lodo bentonítico, por la parte in ferior de la tubería, la cuál se encuentra aproximadamente 10 cm. -

arriba de la superficie de desplante, para que pueda desfogar, y --
quede la tubería llena de concreto. Se llena nuevamente la tolva de
concreto y mediante ligeros izamientos de la tubería se hace fluir el
concreto que se distribuye en el interior de la perforación, empujan-
do el lodo bentonítico y el tapón hacia la superficie. La parte infe-
rior de la tubería queda ahogada dentro del concreto que se está co-
locando para evitar la entrada del lodo bentonítico y provocar la con-
taminación del concreto.

Las secciones de tubería TREMI se empiezan a rescatar has-
ta que se tiene una altura mínima de concreto, en el fondo de la ex-
cavación, de 6.0 m. Se levanta la tubería, cuidando que no salga -
de la masa de concreto, se quita la tolva y se retira una sección de
2.50 m. de longitud; se coloca nuevamente la tolva y se continua el
vaciado del concreto.

El avance del colado y el rescate de la tubería TREMI están
en función del clima y del revenimiento empleado; al manejar el --
concreto con un revenimiento alto, se pueden recuperar dos ó tres
secciones en una sola operación, además se obtiene un mejor acaba-
do y se evita que la tubería se tape provocando la suspensión del co-
lado. Para este trabajo el revenimiento empleado fué de 15 a 20 -
cm.

Al llegar el concreto a la zona adernada con tubo metálico y rebasar los 6.0 m. de la primera sección hincada, se inicia la recuperación del ademe empleando un vibrador con el cuál se extrae el ademe y se corta la unión de las secciones hincadas. Se procura nunca dejar el ademe metálico pero en ocasiones es necesario - hacerlo debido a la taponadura de la tuberfa TREMI, lo que provoca la interrupción del colado. El colado se prolonga 1.50 m. arriba de la elevación fijada en el proyecto ya que en esta sección, el concreto queda contaminado por la bentonita, por lo que es necesario demolerla.

Del mismo modo se construyeron 18 pilotes, sobre la base de no atacar un nuevo elemento cercano a otro en proceso de colado, para evitarle daños a causa de la maquinaria empleada. El tiempo promedio de construcción de cada pilote es de tres días. La longitud efectiva de estos pilotes es de 13.0 m. y se apoyaron en un manto de arena fina, limosa, gris, muy compacta.

Hincado de un tablestacado perimetral circular.

Al terminarse la construcción de los 18 pilotes, se procede a hincar un tablestacado metálico, hasta 12 m. de profundidad, formando un círculo de 30.0 m. de diámetro, dentro del cuál queda lo

calizada la zapata de unión de los pilotes, empleando tablestacas -- planas ensamblables tipo FL-12, con un vibrador ICE-812 suspendido por una grúa LINK-BELT LS-108 y colocando previamente como guía una cercha circular con canal de 12", colocada a 5.0 m. sobre el nivel del terreno y soportada por tubos metálicos hincados de 14" de diámetro. Antes de iniciar el hincado se presentaron todas las ataguías formando el círculo completo, totalmente ensambladas y apoyadas en el escantillón circular y el hincado se hizo introduciendo en forma secuencial cada una de las piezas, de 3.0 a 4.0 mts. cada vez.

Instalación y operación del sistema de bombeo.

Como el nivel inferior de la zapata queda aproximadamente a 7.0 m. abajo del nivel freático, se diseñó e instaló un sistema de seis pozos profundos en los cuales se colocaron bombas eléctricas sumergibles BAMSA con capacidad de 5 lts/seg. controladas automáticamente por electroniveles.

Excavación para la zapata.

De acuerdo con el proyecto, la excavación necesaria fué de 7.0 m. de profundidad, por lo que, para poder absorber los esfuer

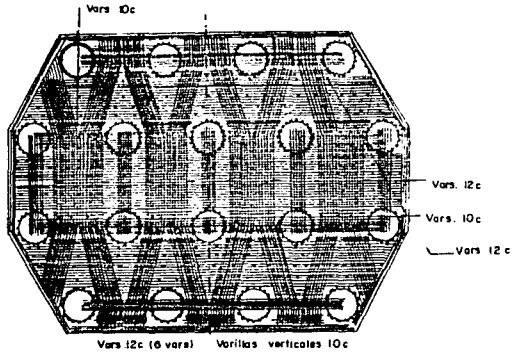
zos sobre las araguñas, se colocaron una serie de anillos de refuerzo formados por viguetas perfil IPR-18", conectadas al tablestacado mediante dalas de concreto armado coladas en el lugar, colocadas a separaciones convenientes. La excavación fué preciso hacerla con gente en las zonas obstruidas por los anillos y en las zonas cercanas a los pilotes, y con draga, equipada con cucharón de " concha de almeja " , en la parte central del círculo.

Armado y colado de la zapata.

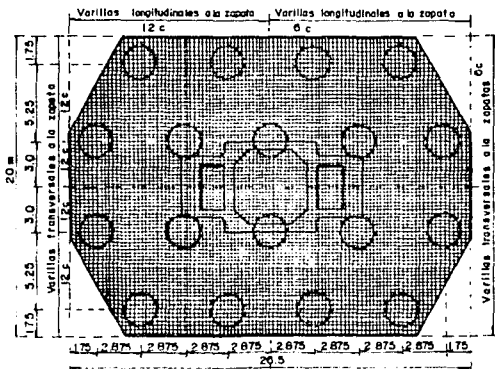
Terminada la excavación, se cuela una plantilla de concreto simple de 50 cms. de espesor y ense guida se demuelen las cabezas de todos los pilotes, empleando rompedoras neumáticas, hasta 10.0 cm. arriba de la plantilla, sección superior de los pilotes en la --cuál el concreto se encuentra sano. Una vez que se retira el material producto de la demolición y que se ha limpiado el área, se coloca el acero de refuerzo de la parrilla inferior de la zapata y se arma el molde de la misma. Debido a la gran cantidad de acero de refuerzo, para facilitar su colocación, y a la vez reducir el tiempo de trabajo, las uniones de las varillas se hicieron por medio de conectores tipo CADWELD.

A causa del gran volumen de concreto de la zapata (2,416.0 m3), se dividió el proceso de colado en cuatro etapas, cada una con

DIAGRAMA DE ARMADO



PARRILLAS INFERIORES 2-3 y 4 ZAPATAS 4 y 5



MEDIAS : PARRILLA SUPERIOR | PARRILLAS INTERMEDIAS

espesor de 1.25 m. abarcando el área total en planta de la zapata. Con la primera etapa se cubrió todo el refuerzo de la parrilla inferior y con las siguientes. los refuerzos para temperatura, la prolongación de las varillas de los pilotes, el anclaje de acero del cuerpo de la pila y los conectores verticales para absorber los esfuerzos rasantes. Fué preciso en cada etapa de colado aplicar técnicas de enfriamiento, para la fabricación del concreto, con el fin de evitar problemas por las altas temperaturas de fraguado, las que fueron básicamente colocar hielo en el agua para utilizarla a una temperatura de 3° a 4°C, emplear cemento de bajo calor de hidratación, añadir un aditivo retardante de fraguado, enfriar los agregados y el cemento y cubrir las áreas de trabajo con lonas humedecidas.

Para la colocación del concreto, se utilizaron bombas WHITEMAN P-80 y para su fabricación plantas dosificadoras ORU-1040 con capacidad de 30 m³/hr.

. - Pila No. 5.

La secuencia constructiva incluye las siguientes actividades :
Hincado del tablestacado circular perimetral, remoción de azolve en el fondo del área circundada por el tablestacado y colocación de relleno, construcción de accesos a la isleta, excavación y colado -

de los pilotes en el lugar, instalación y operación del sistema de bombeo, instrumentación de control, excavación para la zapata, y armado y colado de la zapata.

Hincado de un tablestacado perimetral circular.

El apoyo No. 5 se encuentra localizado dentro del cauce del río, en la margen izquierda, donde hacia el lado del terreno firme se tiene un tirante de agua de 3.0 m. y del lado del río, se tiene un tirante de 6.0 m. Por esta razón, se requirió formar una superficie de trabajo por encima del nivel del agua para poder operar los equipos, se construyó una isleta de 30.0 m. de diámetro mediante un relleno de arena, confinado con un tablestacado y así evitar que el material de relleno invadiera y azolvara la zona del canal de navegación del río, así como para reducir el fuerte volumen que hubiera sido necesario colocar por la profundidad del río, en esa zona, y por el fuerte talud del terreno natural en el fondo.

Las ataguías están formadas por tablestacas metálicas planas ensamblables tipo FL-12. Para el hincado de las mismas fue preciso utilizar, además del equipo descrito en el caso de la pila No. 4, un chalán de 300 ton., de 34.0 m. de largo y 12.0 m. de ancho, operado mediante un remolcador. Las tablestacas, con longi

tud de 15.0 m. en el lado del río y de 12.0 m. en el lado del terreno firme, se hincaron hasta que su parte superior quedó a 1.50 m. arriba del nivel del río en aguas mínimas.

Remoción de azolve en el fondo del área circundada por el tablestacado y colocación del relleno.

Al terminarse el hincado de las tablestacas, se excavó en el lecho del río y dentro de las ataguías 1.50 m. de espesor de azolve, colocándose posteriormente un relleno de material arenoso para evitar cualquier problema que pudiera presentarse en la construcción de los pilotes, dado lo malo del material. El relleno fue preciso colocarlo en el centro del círculo de 30.0 m. de diámetro, utilizando una draga equipada con cucharón "de concha de almeja", y permitiendo que derrame libremente hacia la periferia, para que los empujes sean simétricos, en todo el perímetro.

Dado los esfuerzos que se provocaban en las ataguías, se colocó un anillo perimetral exterior de refuerzo en su parte superior, con objeto de evitar la deformación por falta de rigidez y además, les sirvió como defensa para que los chalanes y el remolcador en sus operaciones normales no las dañaran y deformaran. El anillo de refuerzo está formado de travesaños hechas con viga I -

de 60.0 cm. de peralte, trabajando en su sección más grande.

Los movimientos y deformaciones se controlaron mediante puntos estratégicamente colocados sobre las ataguas, cuya posición y nivel eran chequeados continuamente.

La parte superior del relleno, se protegió con una capa de material seleccionado compactado, para permitir la operación del equipo de construcción de los pilotes. Al terminarse la isleta, se protegió todo el perímetro exterior del tablestacado, mediante costalera de arena tirada a fondo perdido, para evitar la socavación.

Construcción de accesos a la isleta.

Para facilitar el transporte del equipo y materiales a la isleta, se construyeron dos accesos : el primero de ejecución rápida, - que consistió en un relleno a volteo sobre el río, para formar un - bordo y llegar hasta el exterior del tablestacado y el segundo mediante un puente provisional de maniobras de 60.0 m. de longitud, - formado por caballetes de pilotes precolados de concreto y superestructura de traveses de concreto pretensado.

El terraplén permitió iniciar de inmediato la construcción - de los pilotes y el puente fundamentalmente se utilizó durante la excavación para la zapata, cuando fué necesario remover el terraplén

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

de acceso, para impedir empujes asimétricos sobre el tablestacado.

Excavación y colado de los pilotes en el lugar.

La excavación para los pilotes, se llevó desde la elevación - 43.0 a la 18.0, utilizándose para el ademe de los primeros 12.0 a - 18.0 mts. de la excavación, un tubo metálico de 2.50 m. de diámetro, para evitar que se cerrara debido a la poca cohesión del material, y para el resto de la excavación se usó lodo bentonítico.

El número y disposición de los pilotes fué la misma de los - de la pila No. 4; la longitud aumentó a 25.0 m. y se apoyaron en un manto de arcilla muy dura, gris verdosa, acampanándose en su parte inferior, hasta alcanzar 3.20 m. de diámetro, para tener una mayor área de apoyo. Los equipos y procedimientos de construcción fueron los mismos que se indicaron para la pila No. 4.

Instalación y operación del sistema de bombeo.

Previo al inicio de la excavación para la construcción de la zapata, y debido a que el nivel freático se encuentra en la elevación 48.70, fué necesario colocar una batería de diez pozos profundos, - los cuáles se encargan de sacar el agua desde 10.0 m. de profundidad para así evitar el empuje, hacia arriba, del agua de las pro --

fundidades, fenómeno que se conoce como subpresión y que podría ocasionar la deformación de la atagüa.

Adicionalmente, se instaló un sistema de bombeo con cinco bombas eléctricas sumergibles de 6" de diámetro, para achicar -- principalmente el gasto de las filtraciones en el fondo de la excavación, ya que las provocadas a través del tablestacado fueron mínimas y se redujeron mediante calafateo.

Instrumentación de control.

Para el control, durante la excavación, de las deformaciones verticales y horizontales de la atagüa, bufamientos, fallas de fondo, etc., se instalaron una serie de instrumentos de control, que básicamente fueron :

Referencias de nivel en el tablestacado

Referencias de desplazamiento horizontal en el tablestacado

Bancos de niveles profundos

Inclinómetros

Piezómetros

Con los que se verificaba diariamente el comportamiento de la estructura, lo que permitía asegurar, que los trabajos se reali-

zaban dentro de márgenes de seguridad adecuados.

Excavación para la zapata.

La excavación se llegó a una profundidad de 6.0 m. abajo del nivel mínimo del río, quedando los tirantes de agua variando de 4.0 m. del lado del terreno firme hasta 9.0 m. del lado del río. Se empleó una draga, montada sobre el chalán, equipada con cucharón de " concha de almeja ", en las áreas despejadas y en las zonas obstruidas, la excavación se hizo a mano.

La excavación de la zapata se llevó a cabo en varias etapas : en la primera etapa, se excavó hasta 1.50 m. de profundidad y se colocó un troquel, formado por viguetas perfil IPR -18", alrededor de la atagüa con el fin de evitar que el empuje exterior, ocasionado por la diferencia de presiones, aplastara todo el tablestacado: una vez asegurado el troquel, se excavaron 2.0 m. más, se colocó otro troquel, y así sucesivamente hasta llegar a la elevación 43.0, - que es la cota de desplante de la zapata.

Adicionalmente, se añadieron dos niveles de armaduras con figuradas en forma de estrella, para incrementar la rigidez del tablestacado y permitirle tomar los impactos moderados, provocados por la operación del chalán, en sus maniobras para efectuar la

excavación, y del remolcador, así como presiones asimétricas, lo que dificultó en forma considerable las operaciones de excavación y armado de la zapata.

Armado y colado de la zapata.

Al llegar a la profundidad de desplante de la zapata, se excavaron 50 cm. adicionales (elevación 42.50) en secciones, en planta, del área, con objeto de colocar una cama de grava, como material filtrante, que permitiera controlar el flujo del agua hacia una cierta zona previamente definida. El procedimiento es el siguiente :

Se coloca una capa de grava y se procede al colado de una plantilla de concreto de 30.0cm. de espesor, lo que provoca que el flujo del agua se dirija en una sola dirección; enseguida se coloca otra capa de grava, de 10.0 a 15.0 m², y se cuele otra capa de concreto de las mismas dimensiones, y así sucesivamente hasta confinar el bombeo en un área específica.

Una vez en seco, y trabajando únicamente el bombeo profundo, se procede al armado de la zapata el cuál, a cada 15.0 cm. en cuadro lleva una parrilla vertical y una horizontal formada con varilla de 1 1/2" de diámetro. Las uniones de las varillas se hicieron

empleando 10,000 conectores tipo Cadweld.

La operación de colado de la zapata se llevó a cabo en forma similar a la descrita para la pila No. 4.

La cimentación de las pilas Nos. 6 y 7, que sólo constan de cuatro pilotes colados en el lugar, se ejecutó en forma similar a la descrita en el párrafo correspondiente a excavación y colado de los pilotes en el lugar para la pila No. 4. La zapata no requirió de instalaciones especiales y su excavación, armado y colado se realizó en forma tradicional.

V.1.c. - Cimentación profunda empleando cilindros de concreto armado.

Los procedimientos de construcción utilizados para la cimentación de las pilas Nos. 8 a 14 y estribo No. 15, que consiste en cilindros de concreto reforzado, huecos, de 6.0 m. de diámetro exterior y 45.0 m. de profundidad en promedio, fueron las mismas en cada apoyo.

La secuencia constructiva se hizo de acuerdo a las siguientes actividades : camino de acceso y plataforma de trabajo para apoyo de las cuchillas, construcción de un brocal y estructura de a-

cero para sostener las primeras secciones del cilindro, colocación y soldadura de la cuchilla, colado e hincado del cilindro por secciones repitiendo estas actividades hasta llegar al nivel de desplante, colado del tapón inferior y colado del tapón superior.

Camino de acceso y plataforma de trabajo, para apoyo de las cuchillas.

Con el fin de dar acceso al equipo de trabajo a los lugares de localización de los apoyos, colocar la cuchilla en seco y sobre un material con cierta resistencia para sostener la primera sección del cilindro, dado que la zona es pantanosa, fué necesario construir un camino de acceso y plataforma de trabajo, con material seleccionado de banco y espesor de 2.0 m.

Construcción de un brocal y estructura de acero, para sostener las primeras secciones del cilindro.

Dada la poca capacidad de carga del terreno, se procedió a la construcción de un brocal cimentado sobre losa de concreto para repartición de los esfuerzos, sobre el que se colocó una estructura de acero consistente, en cuatro columnas en las que se apoyaron elementos metálicos que las unían entre sí y sobre éstos a su vez, --

descansaban otros elementos de acero de los que se suspendieron - las primeras secciones del cilindro, para evitar su hundimiento en el terreno durante el colado y así mismo, evitar los fuertes desplomes iniciales durante el hincado. Estas estructuras funcionaron - únicamente hasta que los cilindros llegaron a una longitud de 7.0 a 8.0 mts., debido a su peso.

Colocación y soldadura de la cuchilla.

Una vez terminadas las estructuras anteriores, se procede a la colocación y soldadura de la cuchilla sobre el terraplén construido y nivelado, dentro del perímetro del brocal que sostiene las estructuras. La cuchilla, que queda colocada en la parte inferior del cilindro, tiene por objeto ir cortando el material para facilitar la penetración y hundimiento del mismo. Se coloca en secciones - que pesan de 400 a 500 kgs. cada una, hechas de placa de acero de 30.0 cm. de altura por 1/2" de espesor.

Colado e hincado del cilindro por secciones.

El armado de las secciones por colar se coloca, previamente habilitado, por medio de una grúa en el interior de los moldes. La primera sección que se prepara, llamada " Campana ", tiene --

2.50 m. de altura con un diámetro exterior de 6.0 m., diámetro interior de 5.20 m. y 0.80 m. de espesor. Antes del colado, el molde se rellena con tierra para evitar que cargue solamente la cuchilla.

Para darle mayor rapidez al colado, se emplearon moldes metálicos ya que este tipo de molde es más manejable que el de madera y resulta más económico, puesto que la utilización de estos elementos es mucho mayor que la de elementos de madera.

Los colados se efectuaron fabricando el concreto en plantas dosificadoras y vaciando directamente de los camiones revoladora a la sección por colar, auxiliándose en algunos casos con bombas. El descimbrado se hace a las 24.0 hrs. de haberse colado procediendo de inmediato al hincado, el cual se ejecutó mediante el procedimiento de " Pozo Indio ", que consiste en excavar, con un equipo apropiado, en el interior del cilindro, lo que provoca que la sección se hunda en el terreno, debido tanto a su peso propio como a la falta de apoyo en su base, y ayudado por la cuchilla colocada en la parte inferior.

La excavación del núcleo del cilindro, se hace empleando dragas equipadas con cucharón de " concha de almeja ", con capacidades de $3/4$ a $1\ 1/2$ yd³. Es importante que los asentamientos que

presente el cilindro sean controlados debidamente, llevando a cabo una excavación alternada en diferentes puntos del interior del mismo; esto es para evitar que se presente un desplome demasiado grande, que haga imposible colocar el cilindro en la posición correcta.

Una vez, que ha sido hincada la primera sección, se detiene la excavación y se coloca nuevamente el molde y el armado, que va traslapado con el anterior, y se procede a colar una nueva sección. El procedimiento es sucesivo hasta completar las secciones necesarias para cubrir la longitud del proyecto.

Para facilitar el hincado del cilindro, cuando se tiene una longitud considerable, se hace necesario recurrir a instrumentos de trabajo y personal especializado tales como : arietes rectos e inclinados para romper el material duro, extracción de agua en la parte interna, para darle mayor peso al cilindro, dinamita para provocarle vibración y romper la fricción, chifloneo con agua, por la parte exterior del cilindro, en todo su perimetro, para disminuir la fricción, utilización de buzos para detectar los obstáculos al nivel de la cuchilla, que impiden el descenso, etc.

A continuación, se presentan algunos casos en los que se hace necesario emplear alguno de los instrumentos de trabajo antes

mencionados.

Como se dijo anteriormente, la excavación del núcleo del cilindro, se lleva a cabo empleando una draga equipada con cucharón de " concha de almeja "; sin embargo cuando la cuchilla detiene su avance por encontrarse demasiado sucia, el cucharón se cambia por un dispositivo llamado " arlete curvo ", el cual permite limpiar la - cuchilla y así el cilindro continúa descendiendo. De la misma forma, si el cilindro se detiene, porque ha llegado a una zona donde el material está muy duro ó se encuentran boleos, el dispositivo que - se emplea es el llamado "arlete recto", el cual, sujeto a la pluma - de la draga, se deja caer desde lo más alto hasta el fondo de la excavación para que así, se rompa la resistencia del suelo, facilitar su excavación y permitir que el cilindro descienda.

Cuando se detiene el descenso del cilindro, a causa de la - fricción del suelo, se emplean algunos métodos, como los siguientes : chiflonar aire ó agua en todo el perímetro exterior del cilindro, extraer agua y detonar bombillos de dinamita. El chifloneo - se hace mediante tubos especiales, que se colocaron fijos al refuerzo del cilindro; en este caso se colocaron seis tubos, distribuidos - en el perímetro del cilindro, por los cuales se inyecta agua ó aire, y en casos muy especiales se ordena la inyección de bentonita con -

lo que se pretende estabilizar las paredes de la excavación y evitar desprendimientos que impidan el descenso del cilindro. La extracción de agua se hace empleando un bote de 2.0 m³, el cuál se hace bajar sujeto a la pluma de la draga. Al extraer el agua se provoca un flujo que rompe la fricción del suelo y hace que el cilindro baje. El uso de la dinamita se autoriza dependiendo del tipo de suelo por el que se atraviese y de la premura que se tenga en el avance del hincado. Se arrojan a la excavación 10 ó 12 bombillas, las que al tronarse, provocan vibración al cilindro, con lo que llega a descender de 2.0 a 3.0 mts. en cada tronada.

Una vez que se llega a la cota de desplante del cilindro, se cambia el dispositivo de excavación, por el "ariete curvo", mediante el cuál se hace una ampliación cónica, en su base, lo que permite que en un principio, el cilindro transmita las cargas por punta, para posteriormente, con el paso del tiempo, al ir restableciéndose la fricción de las capas superiores, el cilindro trabaje por carga directa y por fricción.

Colado del tapón inferior.

Terminada la ampliación cónica, se procede a la limpieza del fondo de la excavación, empleando el cucharón de "concha de al

meja", accionado sin dientes, para colar de inmediato el tapón inferior en agua, siguiendo el procedimiento descrito, para el caso de los pilotes colados en el lugar, y subiendo el nivel de colado, hasta 1.50 m. arriba de lo marcado en el proyecto, con el fin de lograr un material sano, homogéneo y de buena calidad, en toda la sección de proyecto, puesto que la zona superior del concreto sufre contaminación y lavado de cemento.

Siete días después de colado el tapón, se vacía el agua del interior del cilindro y se verifica la calidad del concreto, mediante las inspecciones necesarias, así como la homogeneidad del colado de las secciones del cilindro, para que no permita la entrada del agua por las juntas entre secciones. Una vez aceptado, se llena nuevamente de agua, para evitar cualquier filtración hacia el interior del cilindro, provocada por la diferencia de presiones, lo que puede llegar a dañarlo.

Colado del tapón superior.

Se hace en forma tradicional, utilizando cimbra de madera sostenida por viguetas de acero ancladas a las paredes del cilindro (cimbra perdida). El armado consta de dos a tres parrillas, con cuadros horizontales y verticales de varilla de 1 1/2", dejando el

anclaje necesario para la pila. El tapón superior tiene 1.50 m. de espesor.

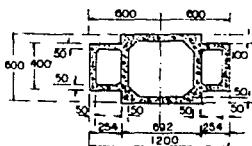
V.2. - PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EN LA SUBESTRUCTURA

La subestructura consta, de pilas de concreto reforzado, huecas, con sección rectangular, a excepción de las correspondientes al claro principal, que serán de sección variable, así como las columnas de las torres de apoyo (pilones), para los tirantes de suspensión.

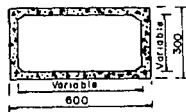
Estas pilas se construyeron, mediante el uso de cimbras deslizantes, elementos que consisten en una sección de molde metálico, con altura del orden de 1.50 m., adaptado a la sección de la pila por colar, y el cuñil se apoya en elementos metálicos que a su vez descansan en gatos hidráulicos accionados eléctricamente que permiten el movimiento del conjunto hacia arriba, con una velocidad tal, (del orden de 20 a 25 cm/hr.), que el concreto que se va depositando, adquiera una resistencia inicial, que le permita evitar fluir y deformarse, una vez que la cimbra se ha deslizado arriba del nivel dónde ha quedado colocado. El procedimiento requiere preferentemente de un trabajo continuo, para evitar que el molde

Fig. No.6 - Sección transversal de la subestructura.

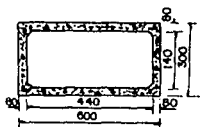
(Dimensiones en centímetros)



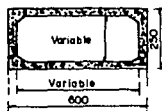
PILAS 4 y 5



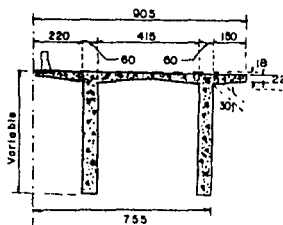
PILAS 2,7,8,9



PILAS 3 y 6



PILAS 10,11,12,13 y 14



SEMISECCION ESTRIBO 15

se adhiere al concreto y se haga difícil su movimiento.

La fabricación del concreto, se hizo mediante plantas dosificadoras, de las mismas características, de las que se han indicado anteriormente, y para la colocación se emplearon grúas, grúas-torre y bombas de concreto, según el caso lo ameritaba.

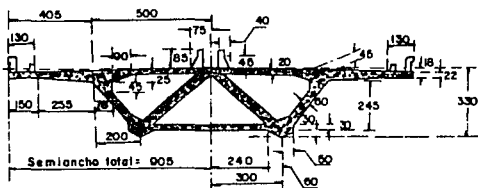
Este mismo procedimiento, se utilizó en la parte recta de los cuerpos de las pilas principales Nos. 4 y 5 hasta una altura de 18.0 m., donde la sección se vuelve variable. De este punto hacia arriba, se cambió el procedimiento, utilizando molde tradicional, autoportable, en las caras inclinadas de la parte exterior.

V.3. - PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EN LA SUPERESTRUCTURA

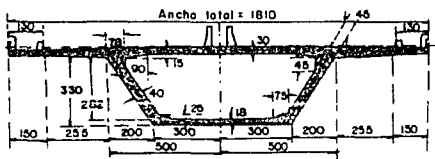
La superestructura del puente es de concreto preesforzado, de sección cajón de 3.30 m. de peralte y paredes inclinadas, el ancho total es de 18.10 m. y alojará dos calzadas de circulación de 7.0 m. cada una, para cuatro líneas de tránsito separadas por un camellón central de 1.50 m. y banquetas laterales.

El tramo central de 288.0 m. y los laterales de 112.0 m. cada uno, están suspendidos por tirantes rectos, constituidos por

Fig. No. 7 - Sección transversal de la superestructura.
(Dimensiones en centímetros)



SECCION CAJON TRAMO PRINCIPAL



SECCION CAJON VIADUCTO

torones de acero para preesfuerzo de 15.0 mm. de diámetro, los cuáles están formados de 33 a 61 torones.

V.3. a. - Procedimiento de construcción de la superestructura.

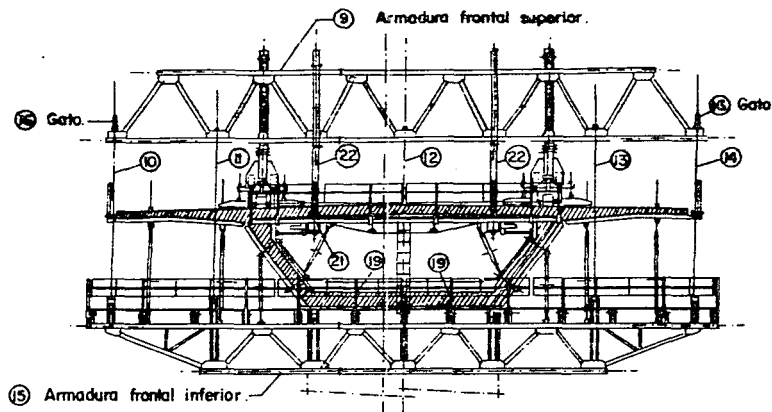
El procedimiento general de construcción de todos los tramos de la superestructura, excepto la mitad de los tramos adyacentes a los estribos Nos. 1 y 15 que se hacen en forma tradicional con obra falsa, está basado en el colado de dovelas simétricas en doble voladizo a partir de los apoyos. Para ésto, se emplean dispositivos móviles de colado, con lo cuál se hace innecesaria la utilización de elementos de apoyo directo sobre el terreno, que presenta, las grandes ventajas de no ser determinante la altura de la obra, no impedir la navegación en el río y su costo.

A continuación se describen el funcionamiento del dispositivo móvil así como de los pasos a seguir en la construcción de la superestructura, analizando en capítulo aparte, la instalación y tensado de los tirantes.

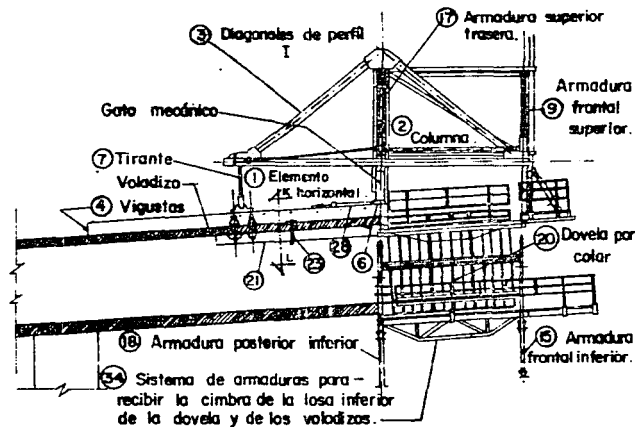
V.3. a.1. - Funcionamiento del carro móvil de colado.

Las condiciones de estabilidad del carro Fig.No. 8 , para el colado de una dovela (20) y los elementos estructurales que lo in

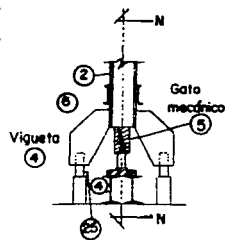
Fig. No. 8.- Dispositivo movil de colado.



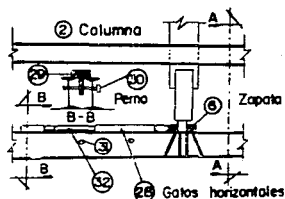
SECCION TRANSVERSAL DEL CARRO



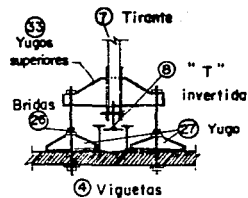
SECCION LONGITUDINAL DEL CARRO



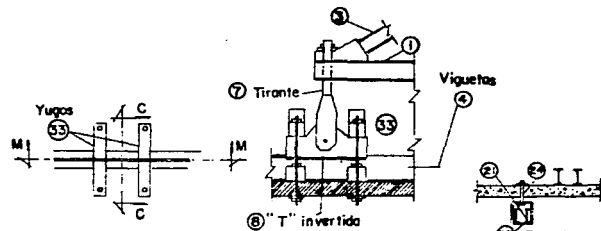
SECCION A-A



SECCION N-N



SECCION C-C



PLANTA DE SUJECION TIRANTE 7.

SECCION M-M

CORTE K-L

tegran se describen a continuación; tal dispositivo está formado por dos estructuras paralelas constituídas por un elemento horizontal (1), que son dos canales de 9" que vuelan a ambos lados de una columna (2), formada por dos canales de 12", a la cuál están sujetos con un perno. Los extremos del elemento (1) se unen a la parte superior de la columna (2) por dos diagonales de perfil I (3), constituidos cada uno por una vigueta I de 9".

La columna (2) sienta en dos viguetas I de 15", y de 8.0 m. de longitud mediante un gato mecánico (5) y una zapata (6) integrados a la columna. El extremo posterior del elemento (1) del carro cuenta con un tirante (7) que actúa contra las viguetas (4) mediante un perfil T invertido (8).

Sobre el extremo libre de los elementos (1) se apoya una armadura frontal (9), de la cuál penden cinco barras de 32.0 mm. de diámetro, (10), (11), (12), (13) y (14) que suspenden la armadura frontal inferior (15).

Tanto las armaduras (9) como la (15), y las barras (10) a (14), se encuentran adelante del paño extremo de la dovela por colar.

Las barras (10) y (14) cuentan respectivamente en su extremo

mo superior con gatos (16), cuya función se explicará más adelante.

En las columnas (2) y arriba del elemento horizontal (1) se sienta una armadura superior trasera (17) igual a la frontal superior de la cuál, mediante cuatro barras (10), (11), (13) y (14) en igual posición que las de la armadura frontal, se suspende la armadura inferior posterior (18) igual a la frontal inferior (15). En lugar de la barra (12) hay dos tirantes de 26.0 mm. de diámetro (19) anclados a la obra inferior, para sujetar la cimbra exterior de la misma, que apoya en las armaduras inferiores (15) y (18) sobre un sistema de armaduras (34).

La cimbra interior de la dovela (20) se apoya en dos elementos estructurales (21) de 8.0 m. de longitud, formados cada uno de las viguetas I de 15", las cuáles están suspendidas en el extremo frontal por unos tirantes (22) que penden de la armadura (9); el otro extremo de los elementos (21) está suspendido de un bastidor (23) que cuelga de la losa superior de la dovela, ya colada mediante un tensor (24).

Una vez colada y presforzada la dovela(20), estando el extremo frontal de las viguetas (4) al borde de la dovela precedente, se precisa correrlas al borde de la dovela (20) para luego desplazar el carro sobre las mismas y situarlo en condición de colar la siguien

te dovela.

El corrimiento de las viguetas (4) se efectúa de la siguiente manera : primeramente, mediante la acción de los gatos hidráulicos (25) se levanta la columna (2) del carro para dejar libres las viguetas (4). En la parte posterior del carro se aflojan las bridas (26) que aprisionan los yugos (27), que sujetan el patín inferior de las viguetas (4).

A continuación los gatos horizontales (28) articulados a las zapatas (6) y a los dispositivos de sujeción trasera (29), se anclan mediante los pernos (30) a los agujeros correspondientes (31) de las viguetas (4). Al retraerse el pistón del gato (32), desplaza a las viguetas (4) hacia adelante; al terminar la carrera del pistón, se repite una y otra vez esta operación, hasta que el extremo de las viguetas (4) llegue al borde de la dovela colada (20).

Desplazamiento del carro : primeramente, se opera el gato mecánico (5) para cargar nuevamente la columna (2) en las viguetas (4), dejando de actuar los gatos hidráulicos (25). En las barras (10) y (14) se hace la transferencia de carga de la barra al gato, para lo cual simultáneamente se desatomilla la cuerda y se abre el pistón. Se retiran los tirantes (11) y (13) que penden de la armadura superior trasera (17), así mismo las barras (19) que están suje-

tas a la losa inferior de la dovela precedente a la recién colada (20) que son los únicos elementos que impiden el avance del carro.

Se baja el pistón de los gatos (16), para que la armadura descienda y con ello la cimbra exterior de la dovela. Se aprietan las bridas (26) para fijar nuevamente las viguetas (4) y se retiran los yugos superiores (33) para permitir el corrimiento del carro; a continuación se operan los gatos horizontales (28), actuando contra la zapata (6) con lo que el carro avanza, repitiendo la operación de empuje hasta que la columna (2) se sitúa en posición cercana al borde de la dovela colada (20).

Al avanzar el carro, las viguetas (21) que suspenden la cimbra interior, también avanzan corriendo su extremo trasero a través del bastidor (23) pero la cimbra no se mueve. Después de instalado el carro, se jala la cimbra interior con tirfords para colocarla en posición de colar la dovela siguiente. Finalmente se instalan a un lado y a otro del tirante (7), los yugos (33) apretando sus bridas correspondientes para garantizar la estabilidad del carro, sujetado básicamente a la acción del tirante (7), que soportan parte del peso de la nueva dovela, así como el de la propia estructura y el de los moldes, los tirantes de los yugos pasarán a través de cuatro nuevas perforaciones.

V.3.a.2. - Construcción de un primer elemento de la superestructura sobre la pila.

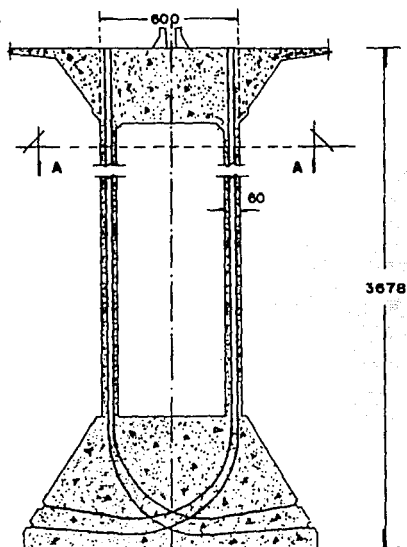
De los 15 apoyos de que consta el puente, seis de ellos son - móviles : 1, 2 (ubicados en la margen derecha), 7, 12, 13 y 14; - los demás apoyos son continuos con las pilas formando marcos. Las pilas 3 (también en la margen derecha) y 6, cuentan con un preesfuerzo vertical permanente por presentarse en éstos una reacción negativa producida por los tirantes.

La dovela sobre pila, se coló sobre ménsulas ancladas en la misma pila, con un ancho de 10.0 m. (en lugar de los 18.10 m. de proyecto), es decir sin los voladizos laterales de la losa superior. No se presforzó longitudinalmente ya que tan sólo se colaron en este sentido 6.5 m., y el ancho de la pila es de 4.0 m.; pero se dejaron los ductos necesarios, para introducir posteriormente el acero de los cables longitudinales, tanto los definitivos cómo los provisio nales.

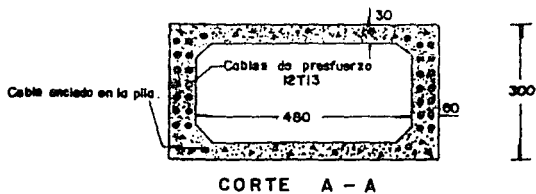
Los voladizos laterales de la losa superior de la dovela sobre pila, se colaron posteriormente con una cimbra suspendida mediante un sistema de viguetas apoyadas en la losa superior ya cola da.

Durante la construcción de los voladizos que parten de los a

Fig. No. 9.- Preesfuerzo vertical en pila 3.



ELEVACION PILA 3



poyos móviles citados (excepto del 1), se les aplicó un presfuerzo vertical provisional, soportando la dovela sobre pila en calzas de concreto Fig. No. 10 , estando las placas de apoyo superiores separadas de las inferiores 10.0 mm., tanto los unidireccionales como multidireccionales que se presentan en la figura

Los apoyos unidireccionales (aguas arriba) permiten el corrimiento de la superestructura en el sentido longitudinal, pero mediante topes impiden cualquier desplazamiento lateral. Los apoyos multidireccionales, por lo contrario permiten, que la superestructura pueda dilatarse transversalmente.

A las calzas de concreto, antes mencionadas, se les pone papel Kraft en su plano de contacto superior, con el objeto de que el concreto no se adhiera a éstas.

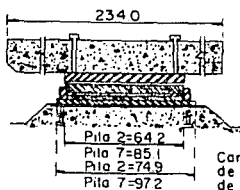
Sobre el bloque antisísmico, se instala una capa de poliestireno de 5.0 cm. de espesor y de 1.5 cm. en sus caras laterales.

En todos los tensados provisionales, se dispuso de gatos de arena salvo en el No. 2, en que se emplearon gatos planos Freyssinet.

Ello se decidió, por considerar que estos gatos sin operarse en un término del orden de tres meses, pudiesen no funcionar,

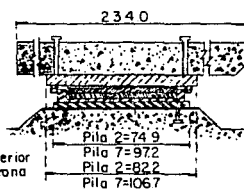
Fig. No. 10.- Apoyos móviles para las pilas 2 y 7.
(Dimensiones en centímetros)

MULTIDIRECCIONAL

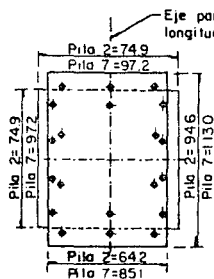


ELEVACION

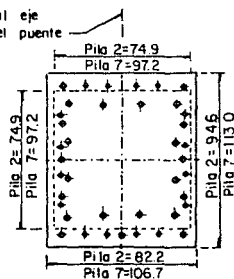
UNIDIRECCIONAL



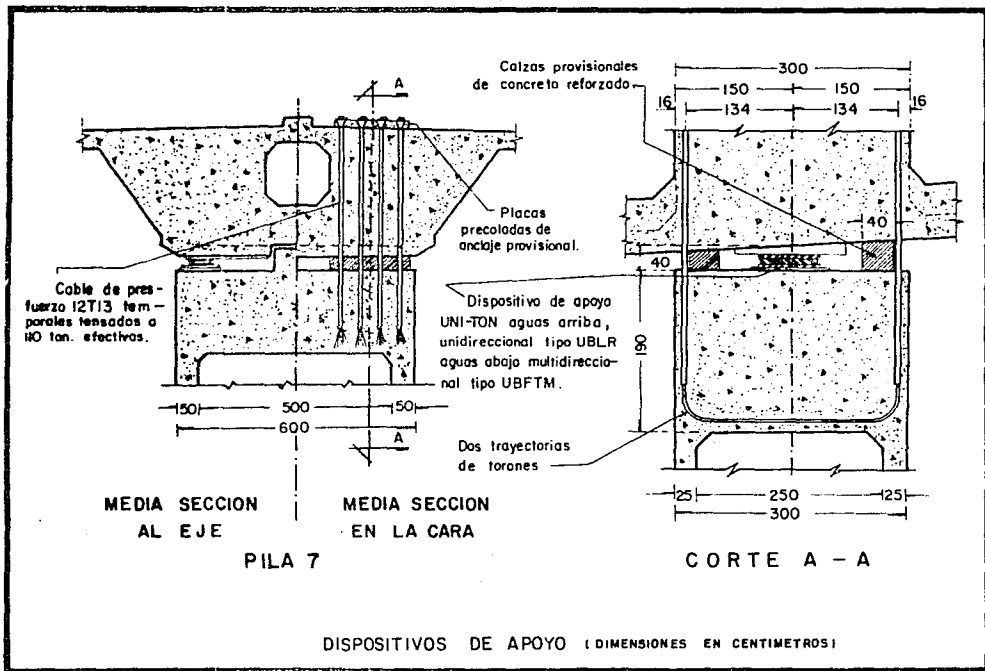
ELEVACION



PLANTA



PLANTA



por lo que se optó emplear gatos de arena.

La disposición de estos apoyos provisionales es la siguiente :

1. - Al emplear los gatos planos Freyssinet Fig. No. 11 , se instalan desinflados; dos de éstos a cada lado del tope antisísmico y el tablero se apoya en cuatro calzas prefabricadas de concreto reforzado. Ya colada la dovela sobre pila se le aplica un prefuerzo vertical, con cables anclados en la pila, habiéndose previsto desde luego, la instalación de los ductos que atraviezan la dovela sobre pila dentro de los cuáles se alojan los cables de prefuerzo. Una vez terminados dos voladizos contiguos y ya estabilizados, al conectarse mediante cables de continuidad se cortan los cables verticales de prefuerzo provisional y se inflan los gatos planos, con lo cuál la superestructura se separa 5.0 mm. de las calzas, las cuáles se retiran. Desinflando -- los gatos, la superestructura se baja hasta que los apoyos definitivos entran en contacto entre sí.
2. - El funcionamiento de los gatos de arena Fig. No. 12 , es el siguiente : en cuatro cajas metálicas, en las cuáles se coloca una capa de arena, se instalan sendos bloques de concreto. Sobre éstos se cuela la dovela sobre pila, a un nivel tal, que la placa superior e inferior de los apoyos definitivos quedan sepa

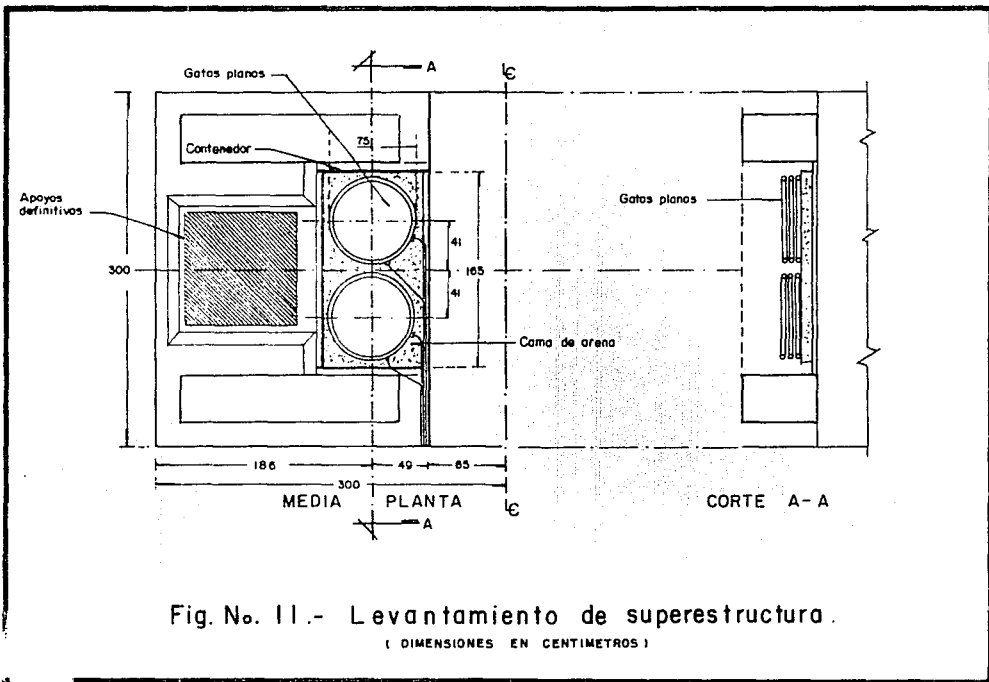
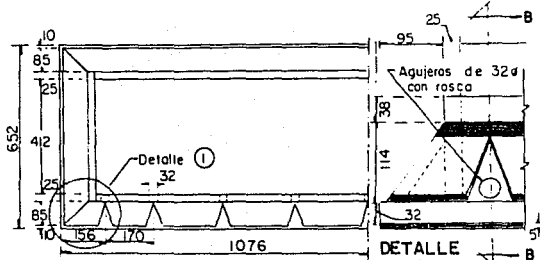
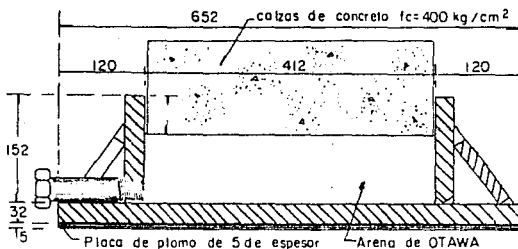


Fig. No.12.- Sistema para calzar el tablero con gatos de arena.

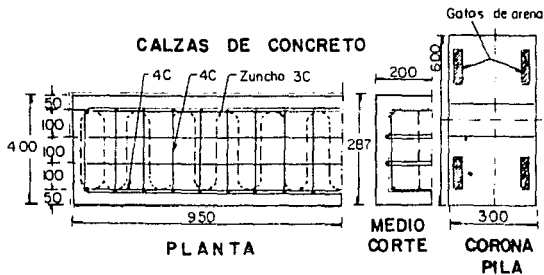
(Dimensiones en centímetros)



PLANTA CAJA DEL GATO (1)



CORTE B-B



radas entre sí y se aplica el presfuerzo vertical que la conecta temporalmente con la pila. Al igual que en el caso anterior, al unirse dos voladizos se cortan los cables de presfuerzo vertical y a continuación se quitan unos tornillos que obstruyen los agujeros de que están dotadas las cajas que reciben los bloques de concreto, con lo que se permite la salida de la arena, bajando dichos bloques, por lo que entran en contacto las placas de los apoyos definitivos.

El retiro del presfuerzo vertical, en el caso de las pilas 2 y 7, se efectuó al unirse los voladizos sobre las pilas 2 y 3, 6 y 7.

Las placas inferiores de los apoyos móviles 1, 2, 7, 12, 13 y 14, quedan centradas con el eje de las pilas, en tanto que las superiores, se colocaron con una excentricidad respecto de las primeras, en una magnitud tal que después de que se produzcan todas las deformaciones de la superestructura por efecto de los esfuerzos de compresión debidos a los presfuerzos y a la contracción por flujo plástico del concreto, teóricamente quedan coincidentes con la placa inferior, lo que se efectúa en un término del orden de cinco años.

El desplazamiento antes indicado es en sentido del centro del claro principal, hacia las márgenes del río.

V.3.a.3. - Montaje y fijación de los dispositivos móviles de colado.

Una vez que la dovela sobre pila ha alcanzado la resistencia necesaria y se ha presforzado, se procede al montaje de los dispositivos móviles de colado, cuyas características y funcionamiento se explicó en V.3.a.1. Estas estructuras cuya mitad posterior se apoya en el elemento construido y la otra mitad queda en voladizo, con la longitud suficiente para alojar los moldes y las plataformas de trabajo que se utilizarán en la construcción de la siguiente dovela, una vez sujetas sobre el elemento ya construido, son capaces de soportar su peso propio y el peso del elemento por construir. Su montaje se hizo en secciones chicas mediante torres grúa en el caso de las pilas más altas y con grúas montadas sobre orugas en el resto de los apoyos.

Para control de nivelación de éstos elementos, se colocaron aditamentos especiales en varios puntos, ya que de la exactitud de estas medidas depende la geometría final de la obra, habiendo sido preciso tomar en cuenta los innumerables factores que influyen en provocar deformaciones en los voladizos y que son principalmente: el peso del dispositivo móvil, el peso del nuevo colado, el tensado del acero de presfuerzo, la temperatura ambiente, la temperatura del concreto, el peso del equipo y personal sobre el voladizo, la de

formación a largo plazo del concreto, etc.

V.3.a.4. - Colado de las primeras dovelas simétricas.

Una vez anclados los dispositivos móviles de colado, se coloca la cimbra metálica sujeta al dispositivo, el armado de la dovela del cuál se prearman con anterioridad secciones para hacer más rápida esta actividad, los ductos para el acero de presfuerzo y los elementos precolados, que son las cabezas dónde se localizan los anclajes del presfuerzo longitudinal que quedan en la parte extrema de la dovela, las tornapuntas (de dos tipos, sin presfuerzo en aquellos lugares dónde no existe tirante de suspensión y presforzados - en dónde si hay dicho elemento) y los "mogotes" dónde se alojan - las placas de anclaje del presfuerzo longitudinal que no se anclan - en el extremo de la dovela. Después se procede al colado fabricando el concreto en plantas dosificadoras y colocándolo mediante bombas y grúas para hacerlo lo más rápidamente posible.

V.3.a.5. - Fraguado del concreto y tensado de los elementos de presfuerzo

Para dar celeridad a este aspecto y poder cumplir con el ciclo de construcción de una semana por dovela, se estudió un propor

cionamiento con aditivo fluidizante que permitió aumentar el reventamiento del concreto a 10-12 cm. en lugar de los 3-4 cm. de proyecto, para poder lograr una eficiente colocación en las secciones de la dovela, que son relativamente delgadas y con fuerte densidad de acero de refuerzo y presfuerzo, así como para dar una resistencia del 80% de la de proyecto ($f'c=350$ kg/cm²) en un lapso de 36 hrs. - cómo máximo, para permitir el tensado del acero de presfuerzo.

El tensado de los cables transversales y de los longitudinales, localizados hasta las cuartas dovelas de los voladizos, se hizo por un sólo extremo y de ahí en adelante por ambos. La inyección posterior de lechada se hace después del tensado y lavado, así como de verificar si no existía comunicación entre ductos, mediante bombas de inyección que cuentan con agitadores para eliminar las burbujas.

V.3.a.6. - Construcción del viaducto de la margen izquierda (articulación 7a. - apoyo 15)

Por la ubicación asimétrica de las articulaciones 7a. y 11a. Fig. No. 13 , se necesitó construir cinco dovelas en desequilibrio en los tramos 7-8, 9-8, 11-12 y 13-12.

Para el colado de las dovelas en desequilibrio del tramo 9-8,

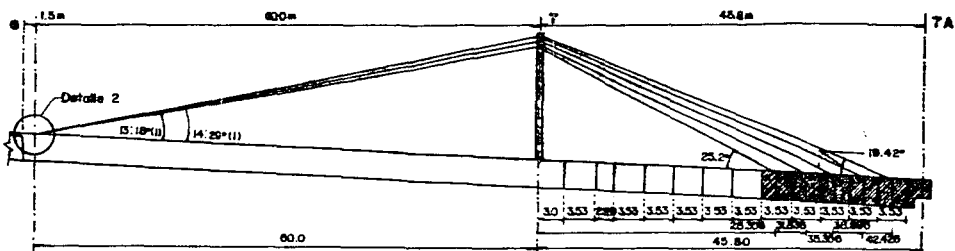
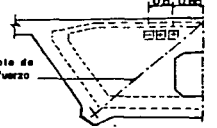
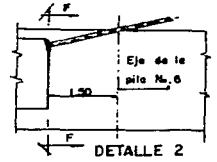
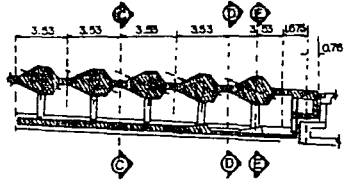
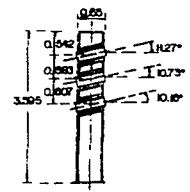
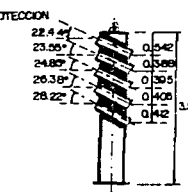
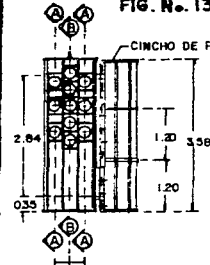
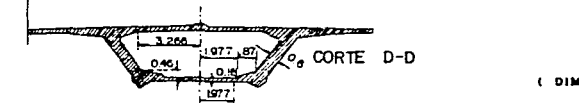
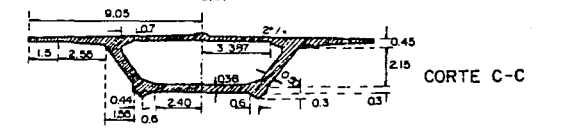
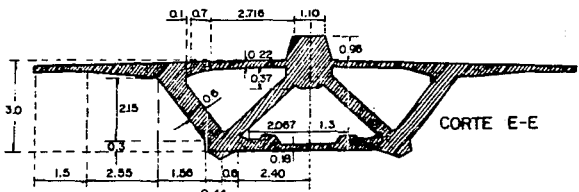
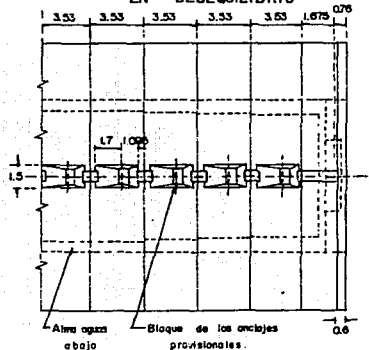


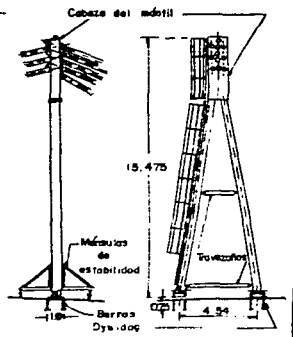
FIG. No. 13.- PRINCIPIO DE ATIRANTAMIENTO PROVISIONAL SOBRE PILA 7.



CORTE LONGITUDINAL POR E DOVELAS EN DESEQUILIBRIO



MASTIL ATIRANTADO PROVISIONAL



(DIMENSIONES EN METROS)

se efectuó la siguiente secuencia (el tramo en desequilibrio 7-8 se describe en la

La condición impuesta fué el que se hubiera efectuado el cierre del claro 9-10; sin embargo, cuándo se construyeron dichas dovelas, además del cierre indicado se contó con el claro 10-11 también cerrado.

Se utilizó un sistema de atirantamiento provisional apoyando se sobre un mástil integrado por dos columnas metálicas conectadas entre sí con elementos transversales, las cuáles se encuentran articuladas en su base. Este mástil se apoyó sobre el eje de la pila No. 9. Para darle estabilidad antes de colocar el primer tirante, se contraventeó con cables provisionales.

Se colocaron inicialmente dos dovelas, aplicando para su estabilidad un presfuerzo provisional, mediante cables anclados en el voladizo ya construido a partir de la pila No. 9

En tales condiciones se instaló el primer tirante, que consta de dos sistemas de cables cada uno, formados por doce torones de 13.0 mm. de diámetro, anclándolo al cabezal de las columnas del mástil. A su vez, se conectó el mástil con otro tirante en el lado opuesto anclado en la dovela sobre la pila No. 10.

Para transmitir el efecto de los tirantes a las almas del tablero de la superestructura, se dispuso de unas tornapuntas verticales presforzadas provisionales, coladas en el lugar, entre la losa superior y la unión de la losa inferior con las almas.

Este ciclo se repitió, hasta terminar las cinco dovelas y quedar continuo el claro 9-8, para lo cual se aplicó el presfuerzo necesario. Concluido el cierre, se retiraron los tirantes, el presfuerzo provisional y las tornapuntas verticales.

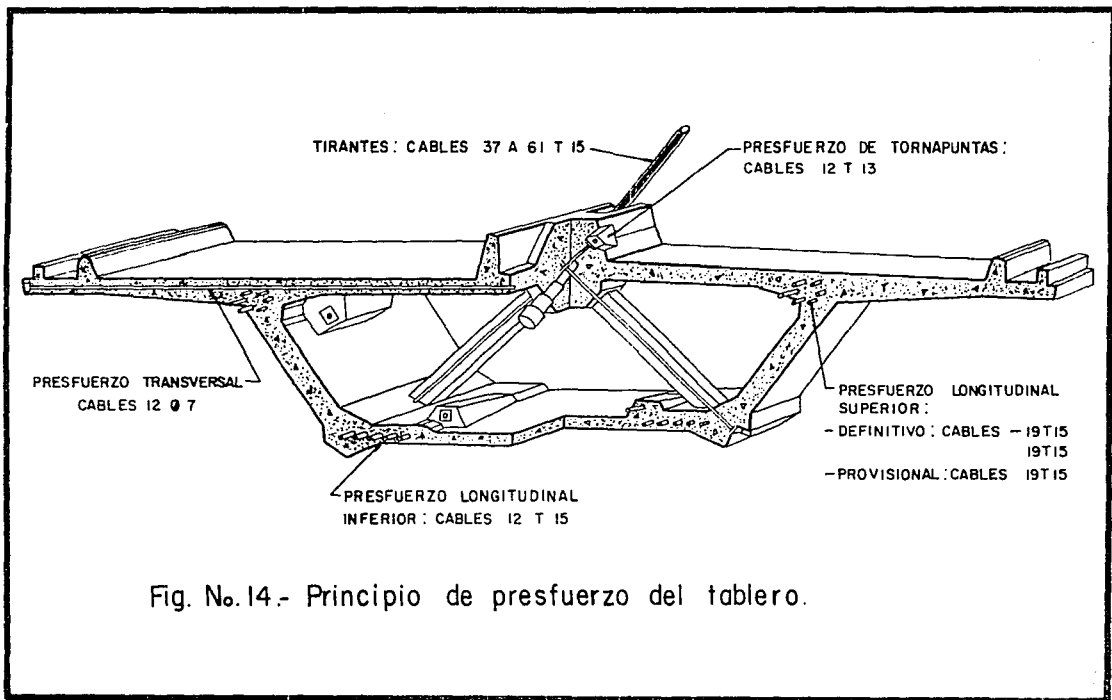
Para el colado de las dovelas en desequilibrio del tramo 13-12, se siguió una secuencia semejante, siendo necesario tener cerrado previamente el claro 13-14, y para las dovelas en desequilibrio del tramo 11-12, se repitió igual procedimiento, siendo necesario tener cerrado el tramo 10-11 y el 13-12.

Para construir el tramo faltante del claro 14-15, se empleó una obra falsa convencional.

V.3.a.7. - Construcción del claro central.

(apoyo 1-articulación 7a.)

Con relación al tramo atirantado, en la fig. 14, se muestra una perspectiva en la cual se observa cómo los tirantes se anclan -



en el mogote central de la dovela, ubicado a la mitad de la misma; este tirante produce una componente horizontal que comprime las dovelas precedentes a dicho tirante y una componente vertical; esta última se distribuye en dos tomapuntas inclinadas presforzadas; en esta forma la dovela es sustentada de las intersecciones de la losa inferior con las almas inclinadas y en consecuencia es estable para cualquier condición de carga, ya sea que un tandem transite en un sólo extremo de la losa superior de la dovela ó cualquiera de sus cuatro líneas de circulación.

Al hablar de la distribución del cableado longitudinal para el presfuerzo del tramo principal, se puede agrupar éste en cuatro temas.

Cables definitivos superiores	(1)
Cables cíclicos provisionales	(2 y 3)
Cables definitivos inferiores	(4 y 5)
Cables de continuidad	(6)

Los cables definitivos superiores, cómo se observa en la gráfica del cableado, se colocan a partir de las pilas Nos. 4 y 5, la mayoría en forma simétrica. Las dovelas DO se fijan mediante los cables que se designan W1 y K2 (véase el cuadro No. 1 que muestra la nomenclatura y el tipo de cable). Por ejemplo, para

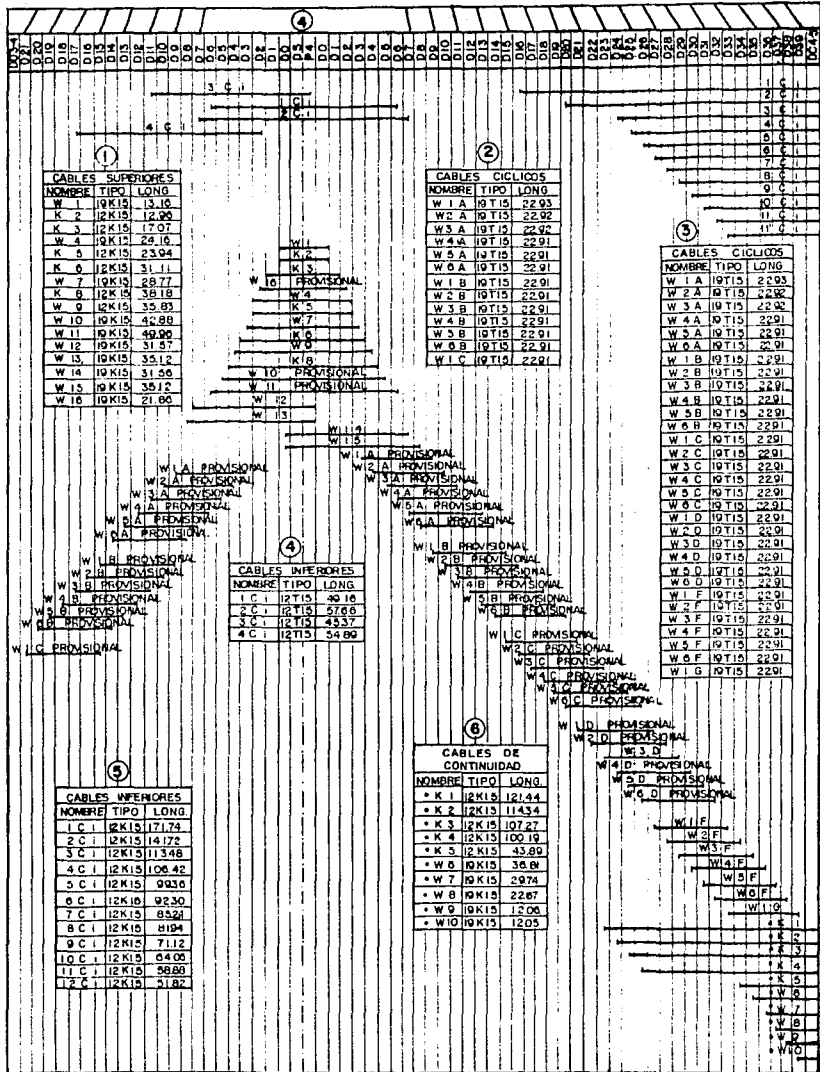


Fig. No. 15.- Cableado en doble voladizo. Tramo 4-5

los citados cables se indica respectivamente 19K15 y 12K15, esto significa que los cables están formados por 19 y 12 torones de 15.0 mm. de diámetro. Para mayor claridad hay que correlacionar los datos del cuadro con la distribución lineal de los cables. Combinadamente se cuenta con cables provisionales hasta la dovela 39.

A partir de la dovela D3 hacia el lado de tierra, se dispone de dos grupos de cables cíclicos provisionales (cuadro No. 2) como W1A, W2A, etc., hasta llegar al W6B, contando con uno adicional W1C; hacia el lado del agua (cuadro No. 3), se dispone de cinco grupos y uno solo W1G.

Cada uno de estos cables comprimen siete dovelas, ó sea que el primero W1A se ancla en la dovela 9 -a la cuál soporta- y en la 3, el último de este grupo W6A se ancla en la dovela 14 y en la 8 y así sucesivamente en forma repetitiva; en consecuencia el conjunto de estos cables cíclicos provisionales en el lado del agua, soporta el peso de las dovelas D9 a D39, última colada en voladizo antes del cierre del tramo 4-5.

Para poder anclar los cables cíclicos en los mogotes respectivos, sin interferirse en su trayectoria, éstos van girando, por decirlo así, en forma helicoidal, de manera que anclado el primer cable (de los seis que forman un grupo), el segundo de la siguiente -

dovela ocupa el lugar del primero y así sucesivamente.

Los mogotes superiores y laterales de cada dovela, cuentan con ductos de trayectorias parabólicas que se cruzan al centro, a fin de poder anclar dos cables en el mismo mogote.

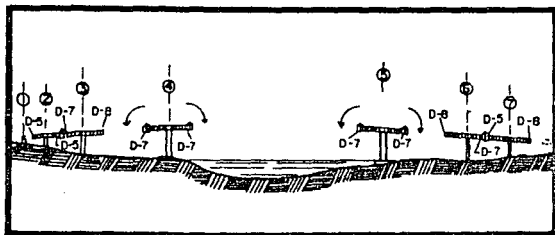
A partir de las pilas Nos. 4 y 5, comprendidas entre las dovelas D17 en el lado de tierra a la D7 en el lado del agua, se localiza un sistema de cables definitivos inferiores (véase cuadro No. 4) y entre las pilas Nos. 4 y 5 está distribuido otro sistema de cables inferiores de continuidad, entre las dovelas D16 y la D33 denominadas 1C1 a 12 C1 (cuadro No. 5), los cuñes se tensan hasta que se ha colado la dovela de cierre, al igual que los cables K1 a K5 y W6 a W10 (cuadro No. 6) localizados entre las dovelas D23 hasta las dovelas D39.

Todos estos diferentes grupos de cables tienen un orden de tensado en función de la secuencia de construcción; así mismo, el destensado de los cables provisionales está sujeto a la puesta en tensión de los tirantes, así como del cierre del claro principal.

La mayor parte de los cables cíclicos se destensan después del colado de la dovela de cierre y aplicado el presfuerzo de conti nuidad inferior.

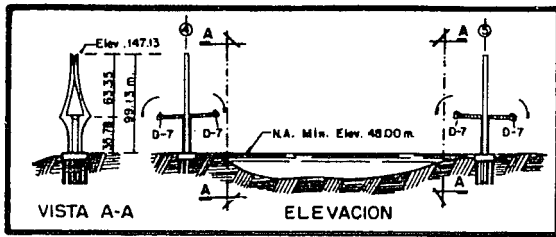
Etapas de construcción del tramo principal

Primera etapa. - Con el sistema de construcción de dovelas en voladizo, empleando los dispositivos móviles de colado, se hicieron los voladizos de las pilas Nos. 2, 3, 6 y 7 y las primeras siete dovelas de las pilas Nos. 4 y 5; esta etapa comprende así mismo los empotramientos provisionales de las pilas Nos. 2 y 7



ETAPA I . Construcción de los dobles voladizos a partir de las pilas, con empotramientos provisionales de las pilas 2 y 7.

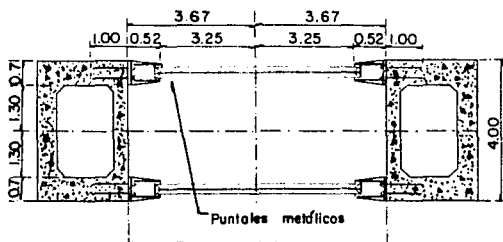
Segunda etapa. - Se refiere a la construcción de los mástiles sobre las pilas Nos. 4 y 5, que se hicieron simultáneamente con parte de los voladizos, por ahorro de tiempo, y en cuánto se contó con espacio suficiente, sobre las pilas.



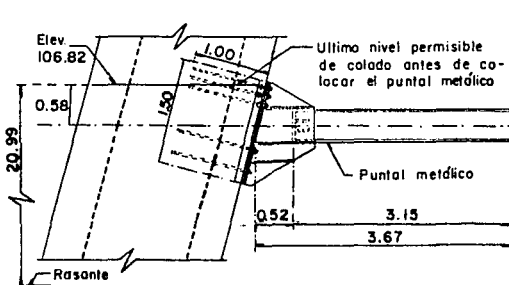
ETAPA 2 . Construcción de los mástiles

Tanto sus dos ramas inclinadas, cómo la vertical superior, (figura 16), se hicieron con cimbra deslizante, utilizando el auxilio de elementos metálicos de contraventeo a alturas prefijadas, para sostener las ramas inclinadas con el fin de evitar que trabajaran en voladizo a partir de su anclaje y se presentaran esfuerzos no deseables. A 20.0 m. del nivel de la rasante, se especificó — instalar el puntal metálico que se presenta en la fig. 17 . Se utilizó obra falsa tubular metálica, apoyada sobre la losa de superestructura, para colocación del equipo y personal necesario para efectuar las maniobras. El colado se hizo con procedimientos norma-

Fig. No.17.- Apuntalamiento de los mástiles.
(Dimensiones en metros)



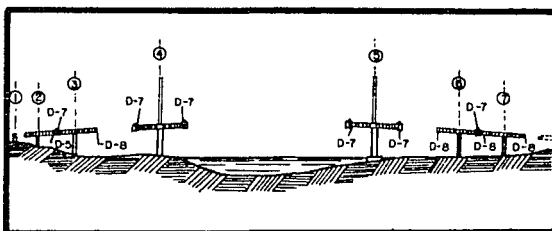
CORTE TRANSVERSAL MASTILES



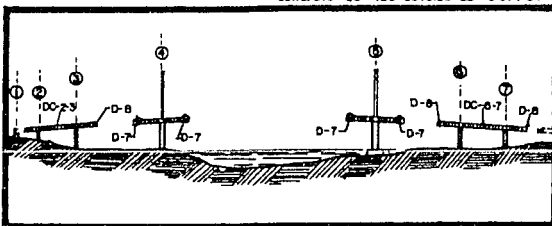
MEDIA VISTA LATERAL UN MASTIL

les, fabricando el concreto en plantas dosificadoras y colocándolo -
mediante grúas y bombas. Se requirió un control riguroso para evi-
tar desplomes y corrimientos en ambos sentidos.

Tercera etapa. - Comprende el cierre de los tramos 2-3 y
6-7, dando el presfuerzo de continuidad requerido, el descimbrado
de los moldes y el desmontaje de los dispositivos móviles de colado.



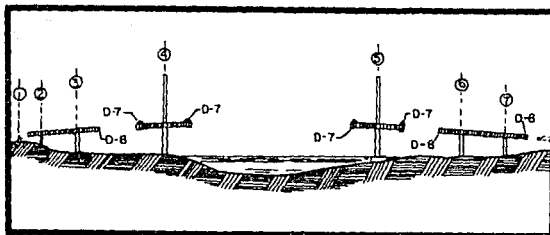
ETAPA 3 CIERRE EN TRAMOS. Colocación de los carros móviles en posición de cierre. Colado del concreto de las daveilas de cierre.



ETAPA 3-BIS CIERRE EN TRAMOS. Presfuerzo de continuidad de los tramos 2-3 y 6-7. Descimbrar y desmontar los carros móviles.

Al terminarse la construcción del voladizo, se procede a -
 desmontar los dispositivos para lo cual, con el fin de dar una mayor
 seguridad y evitar impactos ó desequilibrios de carga en los extre --
 mos, se corren hacia atrás y se desmontan lo más cercano posible
 a la pila dón de ancla en voladizo.

Cuarta etapa. - Sustitución de los apoyos provisionales por
 los definitivos sobre las pilas Nos. 2 y 7 .

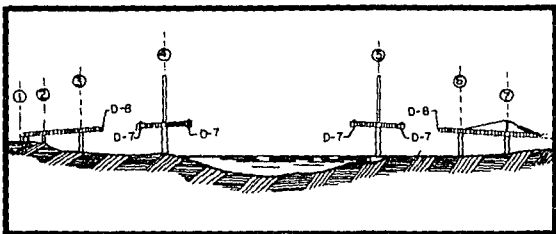


ETAPA 4. Substitución de apoyos sobre pilas 2 y 7.

Quinta etapa. - Construcción de las partes extremas del --
 claro principal : tramo faltante del claro 1-2 con obra falsa conven-
 cional y sección del voladizo 7-8 con dovelas en desequilibrio soste-
 nidas con un mástil provisional y tirantes.

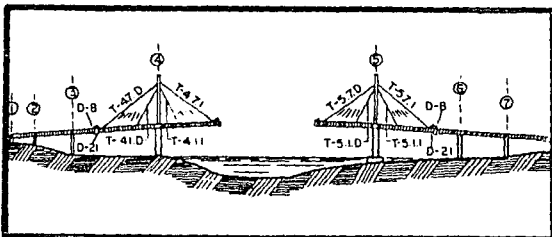
Sexta etapa. - Construcción de los dobles voladizos de las

pilas Nos. 4 y 5, hasta la dovela 22. soportados por siete tirantes cortos.



ETAPA 5.

Construcción de los extremos de la obra principal, con obra falsa en el tramo 1 y 2 y con mástil provisional colgando dovelas en desequilibrio en el tramo 7-8.

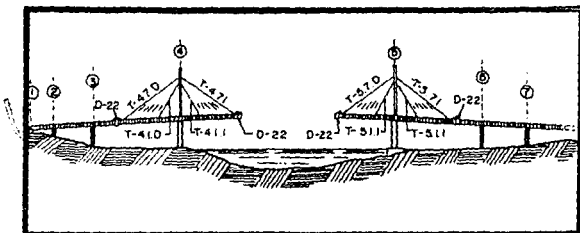


ETAPA 6.

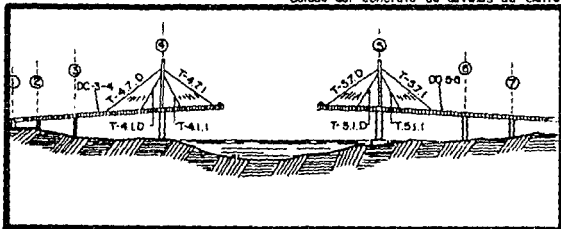
Construcción de los tramos soportados por los tirantes cortos.

Séptima etapa. - Contempla el cierre de los tramos 3-4 y 5-6 en el que se incluye la colocación de los dispositivos móviles, el colado de las dovelas de cierre, el presfuerzo de continuidad, el descimbrado y el desmontaje de los dispositivos utilizados para el

cierre.



ETAPA 7. CIERRE EN TRAMOS. Colocación de los carras móviles en posición de cierre. Colado del concreto de dovelas de cierre 3-4 y 5-6.

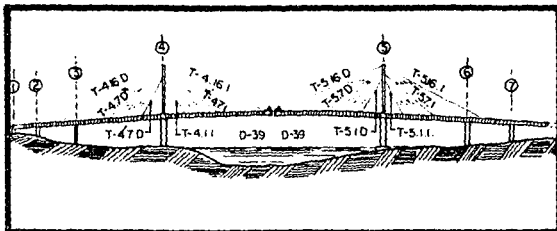


ETAPA 7-BIS Prestuerzo de continuidad de los tramos 3-4 y 5-6. Desmontar y demorar los carras móviles utilizados para el cierre.

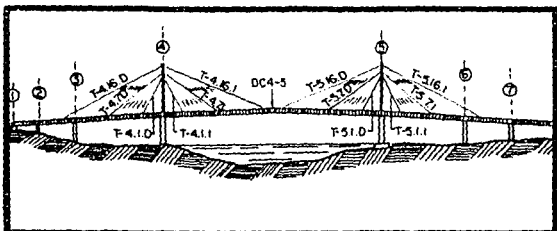
Octava etapa. - Se refiere a la construcción de los dobles voladizos de las pilas Nos. 4 y 5 hasta la dovela 39, soportados por nueve tirantes largos.

Novena etapa. - La constituye el cierre final del tramo 4-5,

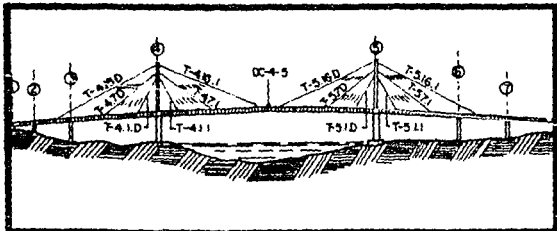
que comprende la colocación de la cimbra, el colado de la dovela de cierre, el presfuerzo de continuidad y el descimbrado.



ETAPA 8. Construcción de los tramos soportados por los tirantes largos en las pilas 4 y 5.

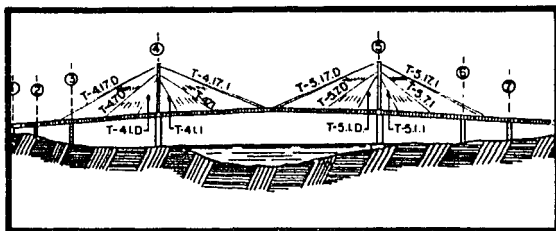


ETAPA 9. CIERRE EN CONCRETO. Colocación de la cimbra de cierre. Colado del concreto.



ETAPA 9-BIS CIERRE EN PRESFUERZO DE CONTINUIDAD DEL TRAMO 4-5. tramo 4-5

Décima etapa. - Comprende el tensado del último tirante ó sea, el 17 y los trabajos complementarios del tablero.



ETAPA 10 Tensado del último tirante y acabados del tablero.

Los acabados del tablero consisten en :

- . - Sellar todas las ventanas que se dejaron en la losa superior, durante la construcción.
- . - Resanar todos los desperfectos que se encuentran en el concreto
- . - Colocar las juntas de dilatación.
- . - Tensar los últimos cables transversales (en las zonas de las ventananas y las juntas), inyectarlas y proteger los anclajes.
- . - Colocar el refuerzo adicional y colar los muros del camellón -- central y las guarniciones.

- Colocar, nivelar y fijar los elementos precolados de la cornisa; estos elementos serán fabricados con cemento blanco, deberán presentar uniformidad en el color, y la terminación de las caras aparentes deberá ser óptima. La colocación y nivelación de éstos elementos se hará por tramos de 60.0 m. de longitud como mínimo; el perfil de la cornisa se ajustará a la rasante teórica del puente, tanto en planta como en elevación, y será lo más regular posible.
- Colocar el refuerzo adicional y los anclajes de los postes del parapeto metálico, colar el concreto de fijación de los elementos precolados.
- Colar los dados de anclaje de los postes de alumbrado.
- Impermeabilizar la parte central del tramo 4-5 en una longitud de 75.0 m. de cada lado del cierre y en todo el ancho de la losa, incluyendo 10.0 cm. de las partes verticales de los muros del camellón, guarniciones y concreto de fijación de la cornisa.
- Impermeabilizar la parte superior de los mástiles.
- Colocar la carpeta asfáltica.
- Colocar, nivelar y fijar el parapeto metálico que deberá ajustarse al perfil teórico del puente. La colocación y nivelación de los paneles, se hará por tramos no menores de 120.0 m.
- Colocar los postes de alumbrado, los reflectores, las luces de posición y todo el equipo eléctrico.

- Proteger los tubos de los tirantes, el parapeto y todas las partes metálicas con pinturas especiales.
- Pintura y limpieza en general

Cantidades aproximadas de materiales empleados para la construcción del claro principal.

- Concreto :

Para pilotes	4,750.0	M3
Para estribo No. 1	288.0	M3
Para zapatas Nos. 2 a 7	6,255.0	M3
Para cuerpos de pilas Nos. 2 a 7	8,030.0	M3
Para el tablero	8,795.0	M3
Para mástiles	4,800.0	M3
Para parapetos y guarniciones	<u>585.0</u>	<u>M3</u>
T o t a l :	33,503.0	M3

- Acero de refuerzo :

Para pilotes	100.0	Ton.
Para estribo No. 1	31.0	Ton.
Para zapatas Nos. 2 a 7	900.0	Ton.
Para cuerpos de pilas Nos. 2 a 7	640.0	Ton.

Para el tablero	394.7	Ton.
Para los mástiles	250.0	Ton.
Para parapetos y guarniciones	60.0	Ton.
T o t a l :	2,375.7	Ton.

. - Acero de preesfuerzo :

Preesfuerzo vertical

de pilas 26,692.0 k. 25,032.0 k. 1,660.0 k.

Preesfuerzo del table

ro :

- Cables inclinados de
dovela sobre pila 3 y 6

y cables de tornapun-

tas. 13,337.0 k. 13,337.0 k.

- Cables longitudina-
les de construcción y

cables cíclicos 182,988.0 k. 98,784.0 k. 84,204.0 k.

- Cables transversa -

les de la losa superior 102,252.0 k. 102,252.0 k.

- Cables transversa -

les de la dovela sobre

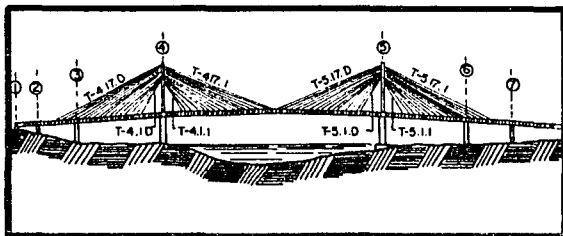
pila 4 y 5 y de la dove

la de articulación 74. 27,123.0 k. 27,123.0 k.

- Cables de continui-
dad en interiores so-

bre pilas. 106,627.0 k. 90,563.0 k. 16,064.0 k.

T o t a l : 459,019.0 k. 357,091.0 k. 101,928.0 k.



TRAMO PRINCIPAL TERMINADO

VI. - INSTALACION Y TENSADO DE LOS TIRANTES .

Para generalizar el sistema de instalación de los tirantes - se hace referencia a la fig. No. 18

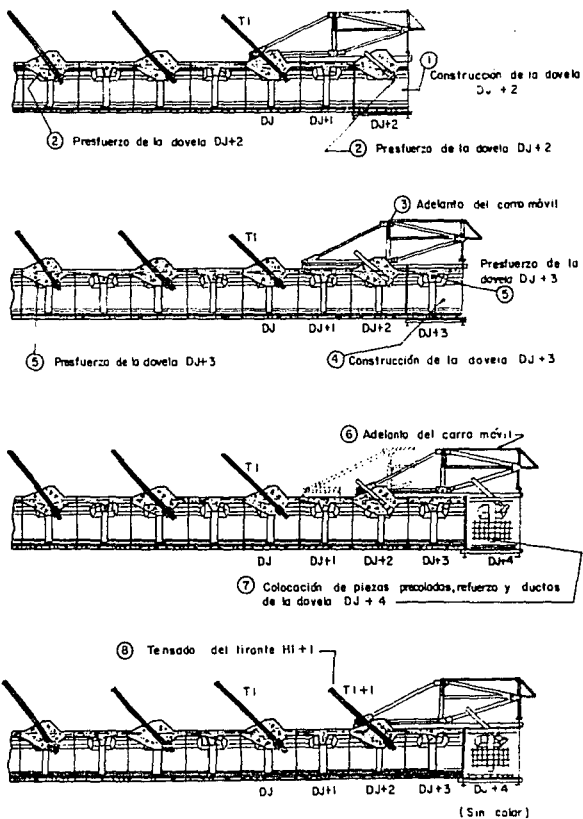
Se denominará como tirante TI al último tirante tensado, - DJ+1 la dovela siguiente en el sentido de la construcción y que se encuentra colada al iniciar el ciclo, dovela DJ+2 la siguiente y en la cual se anclará el tirante TI+1 próximo a ser tensado. Al iniciar el ciclo, el carro móvil se encuentra en posición de colar la dovela DJ+2 que ya está armada, a continuación se cuele, se corre el carro a la dovela DJ+3 que será la última que se cuele en el ciclo y se vuelve a correr el carro a la dovela DJ+4, armándose antes de tensar el tirante TI+1.

La instalación y tensado de los tirantes se compone de las siguientes etapas constructivas : colocación de los tubos de protección de los tirantes, insertado de los torones, tensado de los tirantes e inyección de lechada.

VI.1. - Colocación de los tubos de protección de los tirantes.

Los tirantes cuentan con tres ductos de transición, uno de ellos curvo, que atraviesa a determinado nivel el pilón ó mástil de las pilas Nos. 4 y 5 y los otros dos -rectos- que atraviesan cada uno de los mogotes de las dovelas simétricas adónde se ancla el ti-

Fig. No.18.- Procedimiento de construcción de las dovelas con atirantamiento definitivo.



rante.

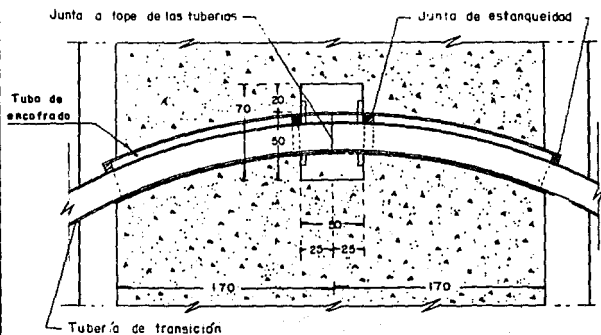
Como está prevista la reposición eventual de estos tirantes, cada ducto de transición está alojado en tubos moldes de mayor diámetro. Como su parte curva se prolongó con dos tramos tangenciales de 5,0 m., es evidente que no podía ser introducido en el tubo molde, por lo que se cortó por mitad y se instaló una caja metálica que alojará la junta.

El tubo molde cuenta con una caja metálica, con dos caras abiertas; dentro de ésta y en tierra, se introduce el tubo de transición que se cortó por mitad a fin de poder efectuar tal operación, que de otra manera no se hubiera podido hacer dada su geometría. Estas mitades se sueldan en tierra.

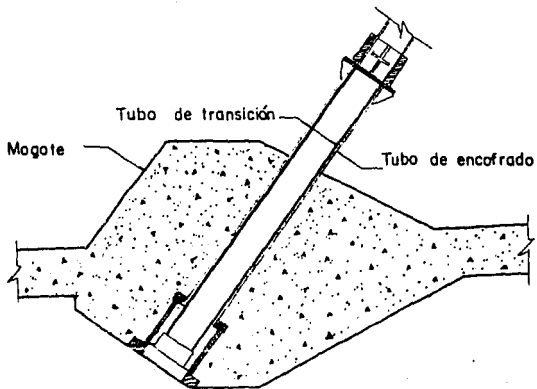
El conjunto así constituido se instala en su posición y se cue la una sección del mástil donde queda ahogado. Dos ventanas de 50.0 cm. x 76.0 cm. se dejan en el sentido transversal al pilón, a fin de tener acceso a las paredes abiertas de la caja metálica de que está dotado el tubo molde, con el objeto de efectuar las instalaciones necesarias en el tubo de transición, para el control de calidad de la lechada.

El tubo de transición superior, se roló de manera que en su

Fig. No.19.- Detalle de las transiciones superior e inferior. (DIMENSIONES EN CENTIMETROS)



TRANSICION SUPERIOR



TRANSICION INFERIOR

lecho inferior no aparecieran corrugaciones, ni agrietamientos en el opuesto. En el ducto de transición y el tubo molde, existe un sellamiento a base de resina epoxy.

Los tirantes están sujetos a vibraciones que producen deformaciones en uno ó en otro sentido, en una longitud aproximada de 5.0 m. a partir del paño del pilón (mástil de las pilas Nos. 4 y 5) y de los mogotes dónde se ancla el tirante, que dan lugar a un momento flexionante que no debe afectar a los torones de los tirantes. Por tal motivo, los elementos de transición tienen un espesor de 15.0 mm. para que estructuralmente puedan resistir el efecto ocasionado por las vibraciones, con lo que los esfuerzos que toman los torones son mínimos.

En la tubería de protección, entre las transiciones superior e inferior, no se registra ningún momento flexionante, por lo cuál podía haber sido de un espesor mínimo, pero para atenuar los posibles efectos corrosivos del medio ambiente sobre los torones, se optó por darle 7.0 mm.

Una vez colocados los tubos de transición, se procede a la instalación de los tubos de protección para los dos primeros tirantes.

Para la instalación de los tubos de protección de los tirantes

1 y 2, se emplean unos carros que permiten sujetarlos y desplazarlos hasta alcanzar la longitud de proyecto.

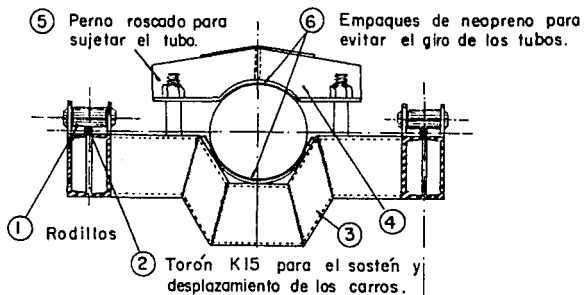
Estos carros son propiamente bastidores Fig. No. 20, de 60.0 cm. de ancho y 1.20 m. de largo, que cuentan con cuatro rodillos (1) por donde pasan los cables (2), que son torones T15. Los carros disponen de dos elementos (3) y (4) para la sujeción de los tubos, mediante los pernos roscados (5) y contándose con empaques de neopreno (6) para que los tubos no giren.

Se cuenta con cuatro desviadores Fig. No. 21, dos inferiores (7) y dos superiores (8), para alinear la trayectoria de los cables que servirán para el sostén y desplazamiento de los carros.

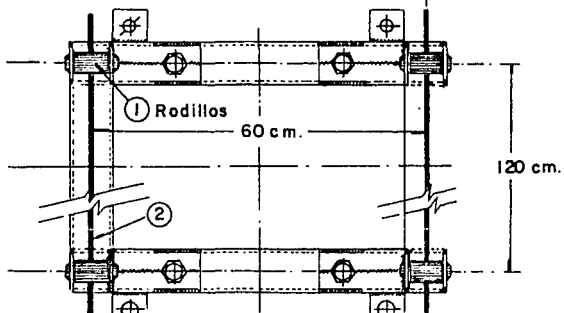
La primera sección del tubo de protección se sujeta con dos carros; el superior mediante sus dos bastidores, mientras que el inferior sólo apoya en un bastidor quedando el segundo en condiciones de recibir el siguiente tramo del tubo a tope para soldarlo. A su vez al segundo tramo del tubo se le coloca otro carro en su extremo libre en las mismas condiciones. Estas operaciones se efectúan con el auxilio de una grúa móvil y se repiten en forma sucesiva hasta instalar la longitud de tubo necesario.

Los carros unidos entre sí por cables de acero, son jalados

Fig. No. 20.- Soporte del tubo de cabeza para la colocación de los 2 primeros tirantes.

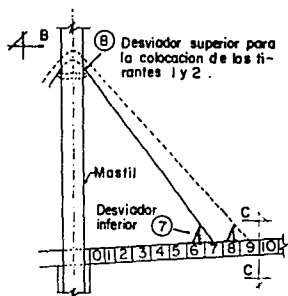


ELEVACION

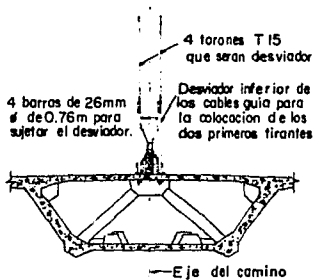


PLANTA

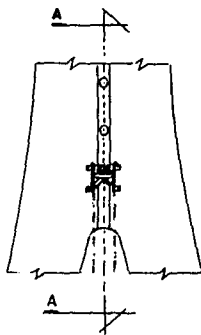
Fig. No. 21.- Desviadores superiores e inferiores de los cables guía.



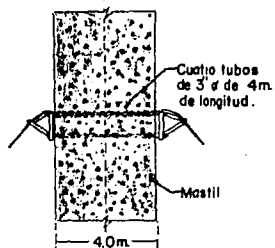
MEDIA ELEVACION



CORTE C



VISTA B



CORTE A

por un malacate, cuyo cable pasa por una polea situada en el pilón en un lugar cercano a su posición definitiva.

Los dispositivos empleados para la instalación de los tubos de protección de los tirantes 3 al 17, denominados bicicletas, tal como se observa en la figura 22, están formados por una estructura (1) que cuenta con una base que tiene tres rodillos (2) que deslizan en el tirante precedente (3) al que se está instalando (4), el cuál es recibido por un dispositivo (5) de sujeción.

La bicicleta tiene unas prolongaciones de estabilización (6) que se ensartan en la tubería (7) anterior a la que sirve para el deslizamiento de la bicicleta, con lo cuál se evita el volteamiento durante su recorrido.

Sobre el tubo de rodamiento (3) -figura 23 -, una grúa (8) instala dos bicicletas (9) y (10) a una separación de 5.0 m.; sobre éstas, coloca el primer tramo de la tubería (4) con la inclinación que deberá tener en su posición final (cercana al mástil), para lo cuál se hacen los ajustes necesarios en las barras de soporte; este primer tramo de tubo sobresale de la bicicleta (9) 5.0 m., y en la parte posterior sobresale 2.0 m. de la bicicleta (10).

El conjunto de las dos bicicletas conectadas entre sí por un

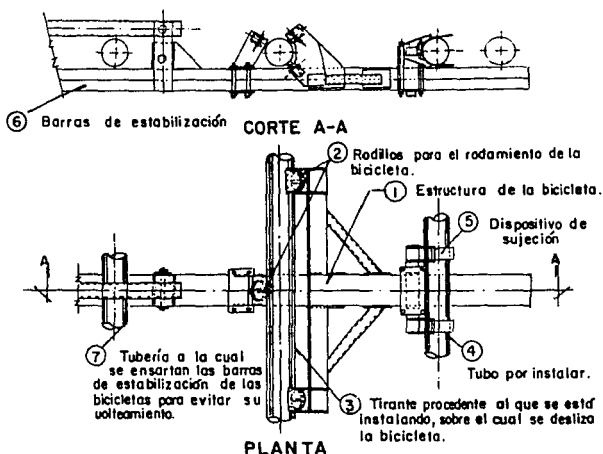


Fig. No.22.- Bicicleta tipo.

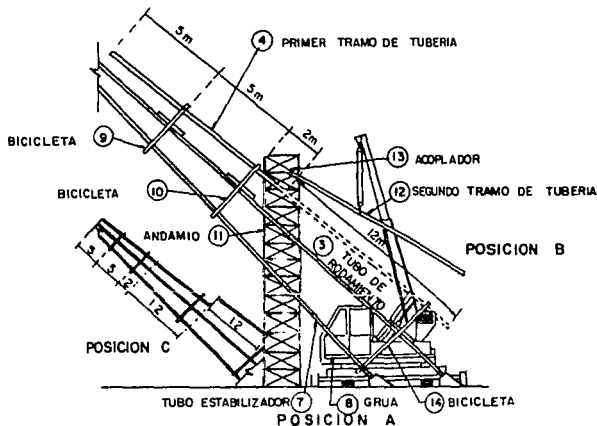


Fig. No.23.- Montaje de las tuberías 3 a 17.

cable, es jalado por un malacate mediante otro cable que pasa por una polea situada en el pilón, en un lugar cercano a su posición definitiva (figura 23), hasta colocarlo en la posición (A), de manera que la parte posterior del primer tramo de tubo, quede ubicada entre dos andamios tubulares (11), dónde se efectuará la soldadura con el tramo siguiente (12) del tubo de protección.

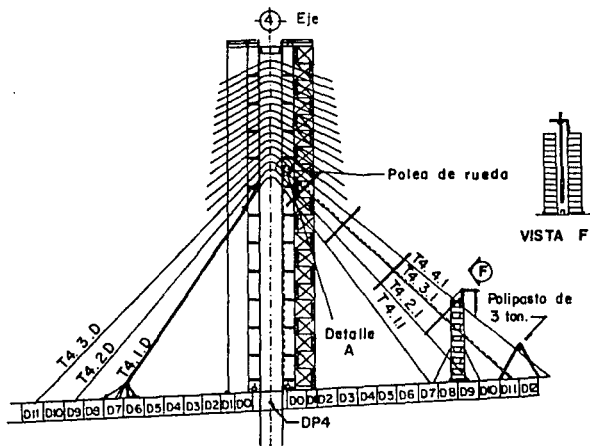
La grúa procede a continuación a izar el segundo tramo de tubo (12), al cuál se le coloca un acoplador metálico (13) que será enchufado con la parte superior del primer tramo de tubo (4). Este acoplador cuenta con una ventana para permitir la operación de soldadura de un tubo con otro. Posición B.

Este segundo tubo se apoya únicamente en la bicicleta (4) a 12.0 m. de la bicicleta (10) unidas con un cable de 12.0 m. de largo.

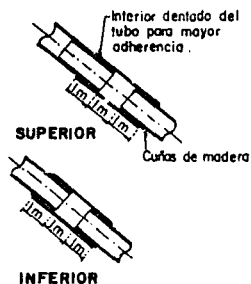
Terminada la soldadura de los dos tubos, se retira el acoplador y se jala el conjunto hasta que la bicicleta (14) quede en la posición de la (10), para repetir el ciclo y así se continúa sucesivamente hasta instalar la longitud total de tubo necesaria.

Al final de esta operación, el tubo de protección queda separado de las transiciones para colocar las conexiones respectivas, -

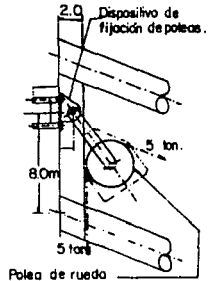
Fig. No. 24.- Principio de la colocación de los tubos.



CONEXION DE TUBOS



DETALLE A



una vez insertados los torones, lo que se justifica a continuación.

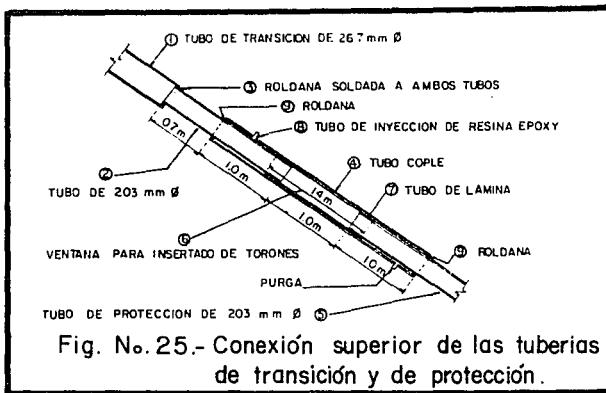
Conexión superior

El tubo de transición (1) -figura 25 -, se conecta con soldadura con el tubo (2) que ya trae acoplada la roldana (3). Este tubo de 203 mm. de diámetro tiene una longitud de 1.70 m., de los cuales 1.0 m. penetra en el tubo cople (4) de 3.0 m. de longitud.

El tubo (2) queda separado 1.0 m. del tubo de protección (5) de igual diámetro, para contar con una ventana (6) de 1.0 m. de largo, a través de la cuál se controla el insertado de los torones en el clasificador (disco de plástico que cuenta con igual número de perforaciones que el número de torones del tirante).

Se cuenta con un tubo de lámina negra calibre 32 (7) de 90.0 cm. de longitud, para que la resina epoxy que se inyecta por la entrada (8), no penetre al ducto que aloja al tirante. Esta operación se efectúa después de tensado éste.

Por tal razón, y para no afectar al tirante, las roldanas (9) se sueldan únicamente al tubo cople (4).



VI. 2. - Insertado de los torones.

Las plataformas de trabajo provisionales que se colocan en el mástil son ocho, dos a los lados de los tirantes y a cada lado del mástil. Cada armadura de las plataformas se fija independientemente a la pared del mástil mediante dos barras dywidag (fig. 26).

Con garruchas instalados en el extremo superior del mástil, operadas con un malacate situado sobre la calzada del puente, se iza el conjunto de dos armaduras llevando dos montadores que las

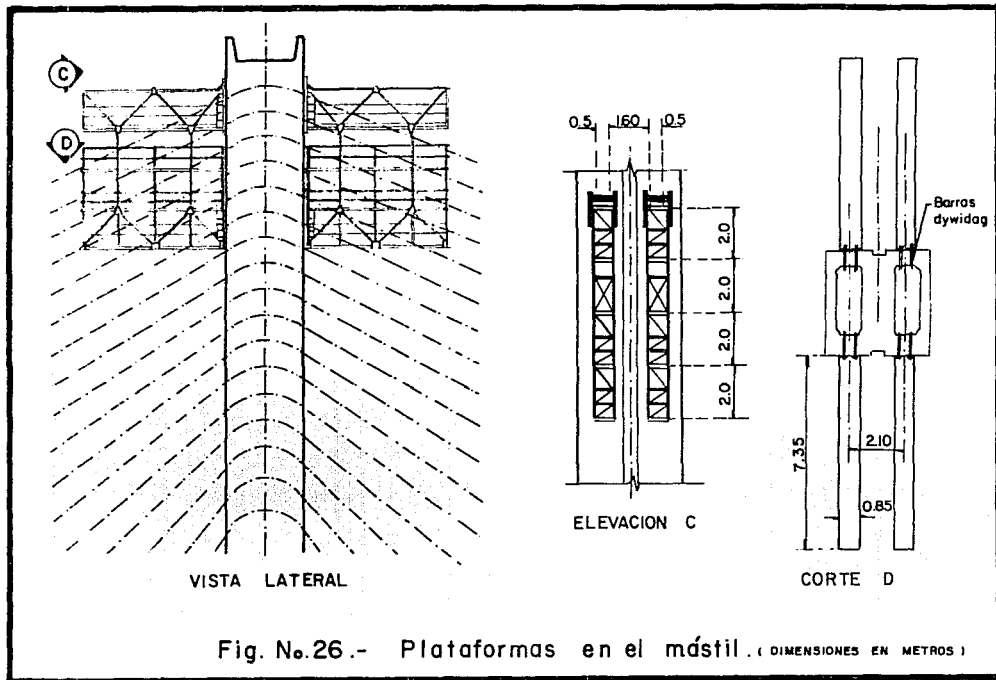


Fig. No.26.- Plataformas en el mástil. (DIMENSIONES EN METROS)

fijan el mástil con las mencionadas barras, operación que se repite para instalar las demás armaduras.

Las plataformas así dispuestas, permiten contar con cuatro niveles de operación para la ejecución de las maniobras requeridas en diversos trabajos, entre los cuáles podemos citar como principales, el insertado de los torones de los tirantes y las conexiones de los tubos coples con los de transición.

De la plataforma del mástil, que se va desplazando sucesivamente hacia arriba para el insertado de los torones, un operador colocado en el lado del agua opera una lanzadora; previamente en los espacios entre la tubería de transición y la de protección, se coloca un disco de plástico con igual número de perforaciones que el número de torones del tirante, para clasificarlos numéricamente y garantizar que la trayectoria de los mismos sea paralela y que no tenga torceduras. Esta operación se efectuó a mano.

Una vez que un torón atravesó la clasificadora, en su punta se le instala un casquete tipo bala. Operando la lanzadora, se impulsa el torón al lado de tierra, y una vez que pasó por la perforación del clasificador inferior cercano al mogote, se lleva la punta hasta una marca señalada dentro de las dovelas de manera que la distancia entre ésta y la lanzadora corresponda a la longitud total

del tirante, incluyendo en ésta, la necesaria para anclarlo a los gatos K-1000

Se corta el torón con una segueta eléctrica a paño con la lanzadora y se repite la operación de insertado en igual forma y en el sentido opuesto, lo que efectúa otro operador situado en su plataforma de trabajo.

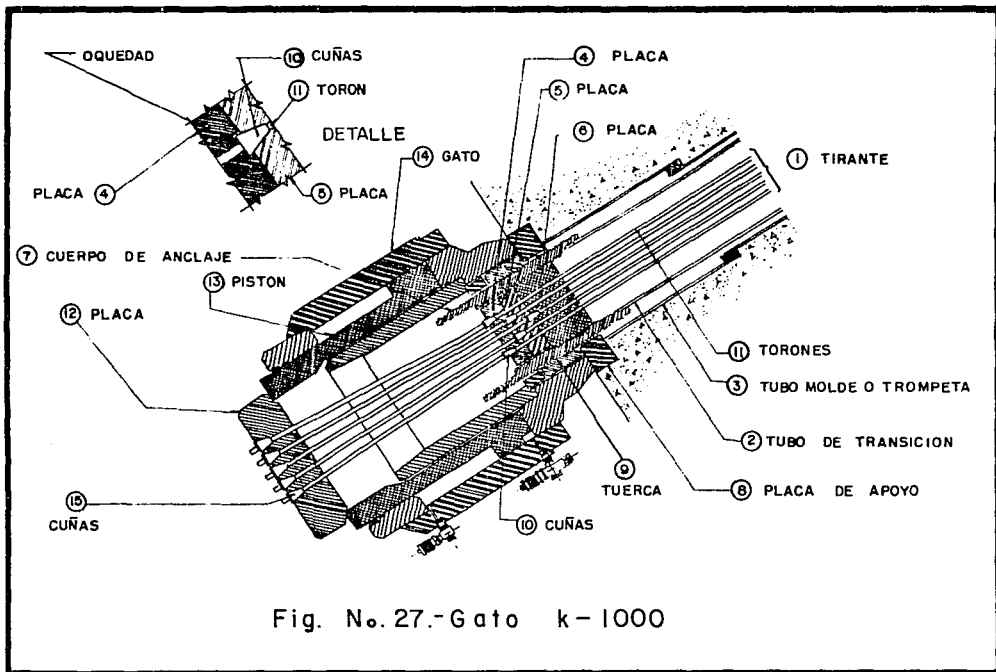
VI.3. - Tensado de los tirantes.

El tensado de los tirantes se efectúa por medio de gatos K-1000, poniendo simultáneamente uno a cada extremo.

El gato K-1000, con capacidad de 1,000 ton., funciona en la siguiente forma. (fig. 27)

El tirante (1), integrado por un número determinado de torones, se aloja en el tubo de transición (2) y éste a su vez en el tubo - molde ó trompeta (3).

Debido al considerable número de torones, no podía pensarse que todos los que integran un tirante se anclarán en una sola placa, ya que tendrían que abocinarse el tirante y con la desviación creada, se presentaría fenómenos de fatiga, por lo que se hicieron anclajes en placas distribuidas en tres niveles (4), (5) y (6).



La placa (6) va unida con rosca al cuerpo de anclaje (7) y és te a su vez sienta en la placa de apoyo (8) por medio de la tuerca (9) a la cuál está conectada por rosca.

Los torones se anclarán en las placas (4), (5) y (6) mediante cuñas (10), las cuáles tienen estrías en su superficie interior con el objeto de sujetar adecuadamente los torones. Estas cuñas deben es tar perfectamente limpias y aceitadas en su superficie exterior, para lograr un acuíamiento correcto y evitar un posible corrimiento - posterior del torón, ya que de existir algún cuerpo extraño al aumen tarse la carga por construcción, se puede provocar una pequeña in - troducción instantánea de la cuña al vencerse la fricción producida - por dicho cuerpo ó bien, por su pulverización. Esta introducción - instantánea ocasiona un impacto, que debido a su magnitud, puede - hacer deslizar el torón.

La limpieza y el aceitado de la superficie, se requiere tam - bién hacerlo en el hueco de la placa de anclaje dónde se aloja la cu - ña.

Para realizar el tensado, se precisa que estas cuñas tengan un juego tal, que al operar el gato se desplazen ligeramente en el - sentido del tensado, para lo cuál, en las placas (4) y (5), existe u - na oquedad contigua al mayor diámetro de las cuñas.

Los torones (11) se anclan en la placa (12) que apoya en el pistón (13) del gato (14), mediante las cuñas de tensión (15).

Al operar el gato -fig. 27-, se desplaza el pistón (13) alargando el tirante (1). Cómo el alargamiento final puede ser hasta de 600.0 mm., (dependiendo del módulo de elasticidad del área del tirante, de su longitud y de la fuerza aplicada), y la carrera del gato se limita teóricamente a 250.0 mm., es necesario hacer el tensado con recuperación de carrera del pistón cuándo es necesario, ó sea, que si llega a cierto alargamiento cercano a la carrera del pistón del gato. se hace un anclaje provisional bajando la presión, con lo cuál se anclan las cuñas (10).

Se regresa el pistón y se reanuda una nueva etapa de tensado. Cabe anotar que para reducir el fenómeno de fatiga, la tensión del tirante es limitada al 40% de su fatiga de ruptura.

Cuándo la tensión que se dá a un tirante durante la construcción del puente, es menor a la que va a trabajar al entrar en servicio ó a la que puede llegar a tener durante el proceso constructivo, se requiere dar a la lechada de protección una compresión de tal magnitud, que evite que pueda llegar a trabajar a tensión en un momento dado, ya que ello provocaría su agrietamiento y en consecuencia, se perdería la finalidad de protección de los torones al permiti-

tir el paso del agua.

Con este objeto se realizan los siguientes trabajos :

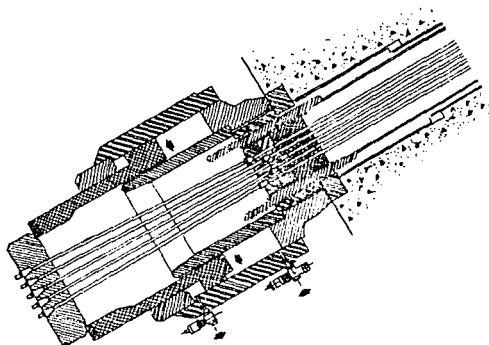
1. - Sobretensión del tirante, de un valor mínimo igual a la diferencia de tensión máxima de servicio ó durante la construcción, - menos la tensión al momento de inyectar; se ejecuta antes de la inyección de lechada.
2. - Inyección de la lechada dentro del tubo de protección del tirante.
3. - Destensión del tirante, en el mismo valor de la sobretensión, - cuándo la lechada alcanza su resistencia.

Para la sobretensión (fig. 28), el gato (14) se apoya mediante una silleta (16) que cuenta con varias ventanas (17); la tuerca(9) -fig. 28 -, tiene perforaciones en su perímetro para efectuar su roscado ó desroscado mediante una barra.

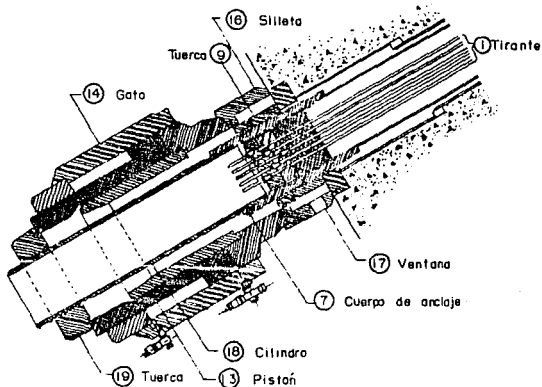
Un cilindro (18) se conecta a la parte posterior del cuerpo de anclaje (7) y a una tuerca (19), que apoya sobre el pistón (13) del gato. Por lo antes descrito se puede sobretensar ó destensar el tirante (1).

Cómo se estableció en un principio, la acción del tirante produce una reacción horizontal que comprime las dovelas prece -

Fig. No.28.- Sobretensión del tirante .



SECUENCIA DE TENSADO



OPERACION DE SOBRETENSADO

dentos al tirante y una vertical que se absorbe mediante las dos tornapuntas (Ver fig. 14 , pag. 116). Estos elementos son precolados y presforzados, alojando el acero de refuerzo en ductos exteriores (para facilidad de reposición, en caso de sustituir un tirante de terminado y para facilidad en el procedimiento constructivo); éstos ductos son rígidos, de acero galvanizado exteriormente en frío ó en caliente y las uniones con sus anclajes se realizan por acoplamiento con completa hermeticidad.

El presfuerzo de las tornapuntas se ancla en dos puntos, en la intersección de las almas inclinadas con la losa inferior y en el mogote central del anclaje del tirante. Como en este último cruzan, fué preciso desplazarlos para evitarlo, pero a fin de no producir excentricidades, se colocaron dos ductos en cada tornapunta.

El tensado de los tirantes se efectuó dando primeramente un 50% a las tornapuntas, enseguida el 50% al tirante, a continuación el otro 50% a las tornapuntas y finalmente se terminó el del tirante. para esto fué necesaria la utilización simultánea de dos gatos K1000 para los tirantes y ocho gatos para las tornapuntas .

VI.4. - Inyección de lechada.

La inyección de los tubos de protección de los tirantes es -

fundamental efectuarla correctamente, dado que de éllo depende la vida útil del puente.

Antes de la inyección, se limpiarán los ductos con agua a presión para quitar el aceite soluble, empleado como protección provisional, y el agua se seca con aire comprimido.

Se debe emplear una lechada que presente una exudación baja, para lo cual se efectúan pruebas de laboratorio a escala natural, a fin de definir la dosificación adecuada. La exudación es un fenómeno de inestabilidad entre un material en polvo y otro líquido, que da lugar a una sedimentación, lo que provoca que en la parte alta pierda sus propiedades. La lechada se compone de agua, cemento, plastificante y aditivos.

La inyección de la lechada se lleva a cabo con un equipo similar al que se utiliza en los cables de presfuerzo y se efectúa de abajo hacia arriba, en forma simultánea, a partir de ambos extremos del tirante.

Para que la lechada llene completamente los tubos de protección, éstos se dotan con respiraderos de control, a fin de observar en la parte alta su calidad. Al empezar a salir la lechada por los respiraderos, se expulsa mientras no llegue con las mismas caracte

terísticas de la que se está inyectando. Al suceder ésto, se cierran los respiraderos y se conecta el tubo de transición superior al tanque de exudación, que está colocado en el pilón, a una altura más elevada que la del citado tubo. Al llenarse el tanque se suspende la inyección, y la exudación se produce en este recipiente; con lo que no se altera la lechada que llena las tuberías de protección del tirante.

Se emplean aditivos retardantes y estabilizadores de volumen, con objeto de evitar la formación de taponamientos durante el proceso, y para impedir la sedimentación y la contracción de la lechada.

El inyectado se efectúa de noche para aprovechar la temperatura baja, tanto ambiental como dentro del tirante; además se enfría el agua de la mezcla con hielo y la lechada fabricada se almacena en un tanque de doble pared también enfriado con hielo. La resistencia de proyecto de la lechada es de un $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$.

CONCLUSIONES

La realización de obras de tal magnitud, cómo la descrita en éste trabajo, implica conjuntar una gran cantidad de elementos, tanto materiales cómo humanos.

Estos elementos deben estar organizados a la perfección, de tal forma que el trabajo asignado a cada conjunto se lleve a cabo en forma precisa tratando de evitar fallas y retrasos, que puedan reflejarse tanto en el costo cómo en el tiempo de ejecución de la obra.

El trabajo del Ingeniero debe avocarse a la organización y control de cada una de las etapas que conforman el proceso constructivo, programando un uso racional de los elementos de que dispone.

En las etapas de proyecto, análisis y diseño estructural el empleo de las computadoras se hace necesario, aunque no indispensable, en virtud de que los tiempos fijados para la elaboración y la gran cantidad de factores que intervienen, harían muy largo y costoso el período de cálculo, de hacerse éste por métodos tradicionales.

El perfil final de la estructura se calculó por computadora, tomando en cuenta que el mismo, se obtendría a los diez años después de poner en servicio la obra, tiempo en que se considera que

prácticamente se han producido todas las deformaciones diferidas - de los materiales que intervienen en su construcción.

Las computadoras permiten tratar el diseño de estas obras estáticamente complejas con rapidez y precisión. Un programa -- permite determinar la tensión en diversos puntos de los cables en - todas las fases de la ejecución, tomando en cuenta las pérdidas. Otro programa dá los momentos flexionantes, los esfuerzos cortantes y los máximos, las flechas y contraflechas que se deben aplicar en función de la ejecución sucesiva de las dovelas, del presfuerzo y del desplazamiento del equipo utilizado en la ejecución. Permite - también suministrar a la obra las correcciones necesarias cuándo las flechas medidas no correspondan al cálculo ó cuándo los valores de deformación han resultado diferentes a los previstos.

Un tercer programa dá las solicitaciones de todas las fases de la construcción en el momento de la realización de la continuidad, comprendidos los colados complementarios en sitio y la ejecución - de la superestructura.

Para la construcción de la superestructura del tramo principal, se requiere un control muy preciso de las deformaciones que se provocan en los voladizos, parte de ellas por el mismo proceso constructivo y otras que se deben a factores climatológicos, al com

portamiento de los materiales de construcción y a la divergencia - entre la realidad y las hipótesis de cálculo. Entre ellas podemos citar las siguientes :

Por el proceso constructivo : Peso de los materiales que se requiere almacenar sobre el tablero, del equipo, principalmente grúas móviles, gatos, elementos prefabricados, dispositivos móviles de colado, concreto de las dovelas coladas, etc., por el tensado de los tirantes y por la deformación de los pilones.

Por los elementos climatológicos : temperatura ambiental, lluvias, vientos, gradiente térmico (diferencias de temperatura entre la fibra superior e inferior del tablero), diferencia de temperatura entre tirante y tablero, etc.

Por el comportamiento de los materiales de construcción : deformación instantánea del concreto debido al presfuerzo, relajación del acero de los tirantes sujeto a tensión, deformación plástica diferida del concreto, etc.

Por la divergencia entre la realidad y las hipótesis de cálculo : cronología de la construcción, módulos de elasticidad del concreto, del acero de presfuerzo y de los tirantes, densidad del concreto, etc.

Lo anterior está contemplado en un programa de computadora el cuál permite conocer las deformaciones dovela por dovela y así poder hacer los ajustes necesarios para lograr el perfil previamente establecido para que los cierres se realicen teniendo la mínima corrección vertical.

Se pueden obtener los esfuerzos y las deformaciones bajo las cargas vivas. Es necesario precisar que estos programas tratan todos los casos estáticos que se presenta, es decir : la inercia constante ó variable y los diversos modos de reacción de las pilas, mediante apoyos de neopreno.

Durante la construcción de la obra, el mantenimiento que se dé a los equipos empleados permitirá mantener un ritmo de trabajo apropiado para lograr los fines que se persiguen. Independientemente, se debe contar con equipo de repuesto que permitan continuar los procesos de construcción que se vean interrumpidos por algún desperfecto dado que, como se vió en el desarrollo de este trabajo, existen etapas del proceso constructivo que no es posible interrumpir puesto que su reinicio implica modificaciones y gastos adicionales a la construcción.

Las características especiales de este puente obligaron a utilizar no sólo modernos equipos, sino mano de obra especializada

en el manejo de dichos equipos y personal preparado para trabajar a grandes alturas.

Cómo se mencionó en un principio, los procedimientos de construcción empleados no son novedosos; la importancia de su aplicación radica en las dimensiones de las estructuras desarrolladas, lo que obligó a hacer modificaciones importantes a los equipos empleados, tales como dispositivos móviles de colado, cimbra deslizante, cimbra tradicional para los mástiles de apoyo, ataguas, grúas-torre, bombas de concreto, vástagos de excavación, etc.

Además, las características del lugar de trabajo, obligaron a ejecutar obras adicionales tales como : construcción de plataformas de trabajo, puentes provisionales, ataguas de grandes dimensiones provistas de acero estructural para refuerzo, instalación de equipo de bombeo, instalación de elevadores y escaleras para el personal, etc.

Por lo que respecta a la instalación y tensado de los tirantes, su ejecución se llevó a cabo por técnicos mexicanos asesorados por especialistas franceses, en virtud de la falta de experiencia en este aspecto de la obra. Sin embargo, las recomendaciones y procedimientos propuestos, tuvieron que ser modificados y adaptados de acuerdo al desarrollo de la obra y a los materiales empleados.

El control de calidad en obras de estas características requiere la implementación de laboratorios para análisis de todos los materiales empleados durante la construcción : bentonita, cemento, agregados, acero de refuerzo, acero estructural, agua, etc., así como, laboratorios para los estudios de Mecánica de Suelos.

Se requirió llevar controles precisos acerca del desarrollo de todas las etapas constructivas con objeto de evitar errores que afectaran el acabado de la estructura y su correcta operación.

A este respecto, se instalaron una serie de instrumentos de control a efecto de verificar niveles horizontales y verticales en la cimentación. en cada una de las pilas de la subestructura, en los mástiles de apoyo de los tirantes y en la superestructura. En esta última, el control que se llevó durante la construcción de los dobles voladizos, requirió de gran exactitud a efecto de garantizar el cierre preciso en el centro de los claros por unir. Parte de este control, se llevó a cabo en el claro central, al tensarse los tirantes.

Los principales materiales empleados son : Concretos con resistencias de ruptura a la compresión de 250, 300, 350 y 400 kg/cm² para cimentaciones, cuerpos de pila, tablero y elementos prefabricados respectivamente; acero para refuerzo de límite elástico

de 4,000 kg/cm² en varillas corrugadas hasta de 38.0 mm. de diámetro; acero para presfuerzo en alambres de 7.0 mm. de diámetro y torones de 13.0 mm. y 15.0 mm. de diámetro con resistencia a la ruptura de 165 kg/mm² y 185 kg/mm² respectivamente, para formar cables de presfuerzo transversal, longitudinal, vertical e integrar los tirantes del tramo principal.