

8
2. E. Gen.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

CONSTRUCCION DEL PUENTE COATZACOALCOS II

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
OCTAVIO ALVAREZ PADILLA



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

- I.- INTRODUCCION.
 - II.- ANTECEDENTES HISTORICOS DE LOS PUENTES EN EL MUNDO Y EN MEXICO.
 - III.- CONCEPTOS BASICOS SOBRE PUENTES ATIRANTADOS.
 - IV.- EL PUENTE COATZACOALCOS II. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.
 - V.- CONCLUSIONES.
- BIBLIOGRAFIA.

CAPITULO I.

INTRODUCCION.

El propósito fundamental de esta Tesis Profesional para obtener el título de Ingeniero Civil, es mostrar lo más reciente en la construcción de puentes atirantados en nuestro país. Para tal fin, se ha escogido una obra, que por su magnitud e importancia, constituye un orgullo de la Ingeniería Civil Mexicana: el puente Ing. Antonio Dovalí Jaime sobre el río Coatzacoalcos.

Con el objeto de dar un fundamento histórico a este tema, se incluye en el Cap. II, una semblanza de la evolución de la construcción de los puentes tanto en el mundo como en México, haciendo énfasis no en fechas ni lugares, sino en conceptos que, con el correr del tiempo, han revolucionado las técnicas de construcción.

En el Cap. III se introduce el estudio de los puentes atirantados, desde su clasificación hasta sus ventajas de construcción y estructurales. Siendo el puente Ing. Antonio Dovalí Jaime (Coatzacoalcos II) un ejemplo de puente atirantado con tablero de concreto, se profundiza en el estudio de este tipo de estructuras, resaltando su importancia y rango de aplicación desde el punto de vista económico.

El Cap. IV está dedicado en su totalidad al puente - Ing. Antonio Dovalí Jaime, mencionando los aspectos más importantes del proyecto y los procedimientos de construcción empleados.

Finalmente, en el último Capítulo, se presentan una serie de comentarios y conclusiones sobre los temas expuestos en esta Tesis.

CAPITULO II

ANTECEDENTES HISTORICOS DE LOS PUENTES EN EL MUNDO Y EN MEXICO

II.1.- Antecedentes históricos de los puentes en el mundo.

II.2.- Antecedentes históricos de los puentes en México.

11.1.- Antecedentes históricos de los puentes en el mundo.

Desde las épocas más remotas, el hombre se ha visto obligado a cruzar los obstáculos que la naturaleza le impuso a su paso y utilizando el sentido común, ideó los primeros puentes: como el tronco que va de un lado al otro de un río o un barranco, los colgantes de los árboles y las piedras amontonadas en el cauce del río. El hombre primitivo adopta la vida sedentaria, establece el intercambio comercial con las tribus vecinas y, para mantener con éstas una comunicación más fácil y permanente, vé la necesidad de construir puentes (Fig. 11.1).

Desde la antigüedad se producen las primeras manifestaciones monumentales en la construcción de puentes. Son famosos los "Jardines Colgantes" que unían los diversos palacios de Babilonia, capital de la Mesopotamia. Los chinos cruzan sus ríos con sampanes amarrados entre sí. Los griegos utilizan barcas como pontones para ir de una ribera a la otra y curiosamente, no mostraron un gran interés en la construcción de puentes. Los romanos sin embargo, se convierten en verdaderos maestros de esta especialidad, pues para ejercer el dominio de las grandes extensiones territoriales de su Imperio, poseían una red de caminos y puentes muy desarrollada. Descubren el cemento natural o argamasa y aplican con mucho éxito el arco semi-circular. Son de ellos el Acueducto de Segovia y el Pont Du Gard, en el sur de Francia, entre otros.

Durante la Edad Media (476 d.C. 1473), todas las manifestaciones del conocimiento humano de occidente giran alrededor de la religión cristiana. La construcción de puentes no escapa a esta situación, adquiriendo un caracter eminentemente religioso. Diferentes congregaciones de monjes apoyan la construcción de puentes con capillas y adoratorios, entre otros - los "frères pontiffes", construyen el puente de Avignon. Dada la frecuencia de las guerras en esta época, se construyen puentes con torres de defensa como remates en los extremos, convirtiéndose en puntos de gran importancia estratégica y se utiliza entonces con éxito, el arco acostillado con nervaduras (Fig. 11.2).

En el Renacimiento (Siglos XV y XVI), se aplican métodos más científicos fundamentados en los preceptos dictados por Newton y Galileo, lo que produce un gran adelanto en la técnica de los puentes. Tadeo Gaddi, en Florencia, termina el Ponte Vecchio, apareciendo como principal innovación el arco - creado tan sólo como parte de un semicírculo. En 1591, en Venecia, Antonio de Ponte termina el Ponte di Rialto. Giovanni Giocondo emplea por primera vez el arco de segmento (1507).

A partir de esta época, la construcción de puentes - adquirió un caracter profundamente artístico, quedando plasmados en ellos los estilos dominantes del momento: clásico, barroco, rococó, etc.

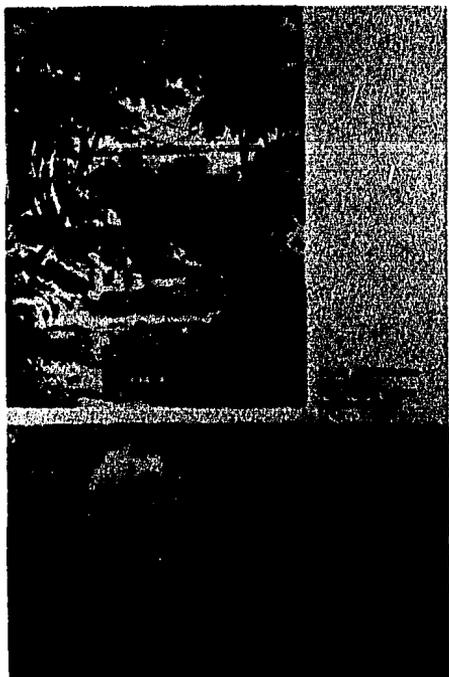


FIG. II.1

PUNTES ANTIGUOS.

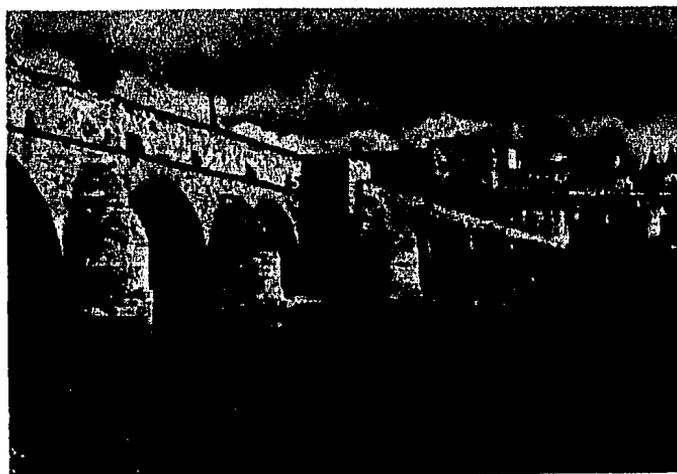


FIG. II.2 PUNTES EN LA EDAD MEDIA.

Durante el siglo XVIII, Francia se destaca como el país más interesado en el estudio de los puentes. En 1716 -- Jacques Gabriel crea el "Cuerpo de Puentes y Caminos". En 1747 Jean Rodolphe Perronet funda la "Escuela de Puentes y Caminos" construyendo en Paris el Pont Neuilly y el Pont de la Concorde, en los cuales sustituye el segmento de arco por la forma elíptica (Figs. 11.3 y 11.4).

Por estos años, la madera es el material más importante. En 1779, se emplea, por primera vez, el hierro como -- elemento de construcción en el puente Coolbrookdale (Inglaterra). Surgen en los Estados Unidos de Norteamérica los pioneros en la construcción de grandes puentes: Timothy Palmer, -- Louis Wernwag y Theodore Burr.

La Revolución Industrial acelera la construcción de puentes al inventarse la máquina de vapor y perfeccionarse los ferrocarriles. En poco menos de treinta años se construyen en Inglaterra alrededor de 25 000 puentes, al incrementarse la red ferroviaria a 9000 millas. Surgen, en este país, John Rennie y Thomas Telford como los ingenieros de puentes más importantes. Utilizan la técnica de los puentes levadizos, diseñando grandes estructuras a base de piedra y hierro. Emplean cadenas de apoyo de hierro forjado que, más tarde, con el descubrimiento del acero, darán lugar a los cables. La propagación de su uso dá origen a la era de los puentes "suspendidos".

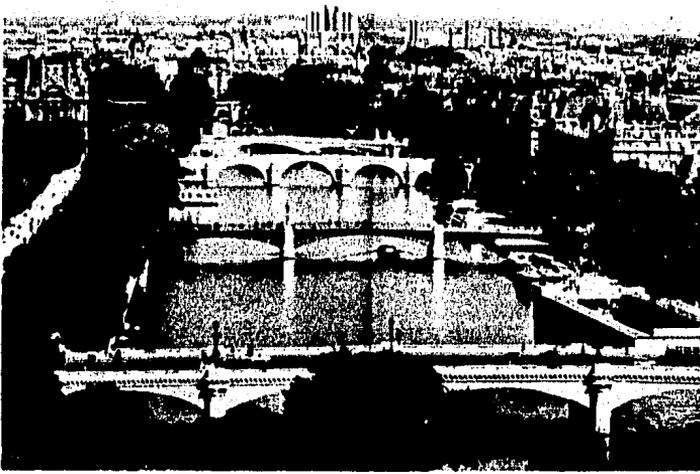


FIG. II.3 - LOS PUENTES DE PARIS (S. XVIII).

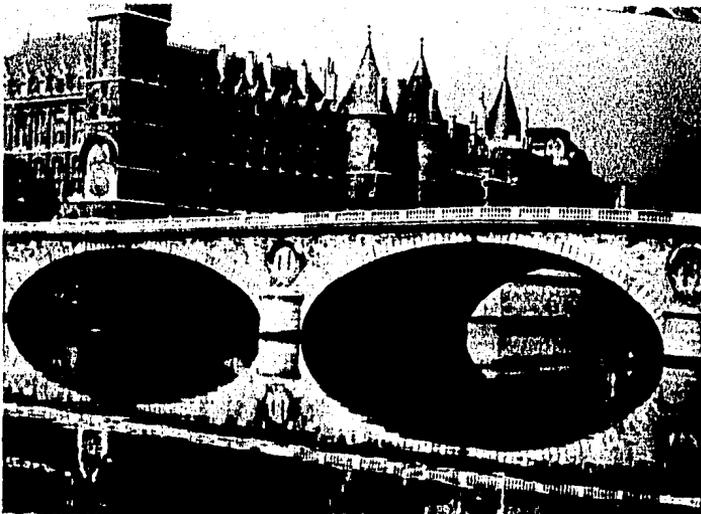


FIG. II.4 - PUENTE DE LA CONCERJERIA (PARIS).

A pesar de los estudios efectuados en las estructuras metálicas, se producen varios colapsos, atribuidos a los efectos de la tensión en el hierro. De éstos fracasos, surge la necesidad de utilizar otro tipo de materiales y de preparar especialistas en este campo. Aparece así, el acero como material capaz de soportar adecuadamente tensiones y compresiones; se descubre además el cemento Portland, ingrediente básico del concreto hidráulico (Fig. 11.5). El refinamiento en la aplicación de estos materiales y de las nuevas técnicas, conduce a principios del siglo XX, a la realización de estructuras menos pesadas y más económicas. El siguiente paso en la técnica de puentes, es la creación de los puentes en voladizo, constituidos por dos brazos unidos al centro y anclados a los extremos. Se emplean, además, las armaduras y, muchas veces, la combinación de éstas con los voladizos.

El puente "movible" aparece como una de las mejores alternativas cuando se trata de salvar corrientes anchas y con tránsito fluvial. Entre las diversas variantes destacan: el puente "levadizo", como la Torre de Londres, el puente "transbordador", como el puente de Marsella y el puente "portátil", en el Sistema Bailey.

Los puentes de grandes claros se resolvieron durante muchos años con armaduras metálicas y estructuras colgantes. A partir del año 1950, con la aplicación del concreto presforzado



FIG. II.5 - USO DEL CONCRETO EN Puentes DE ARCO.

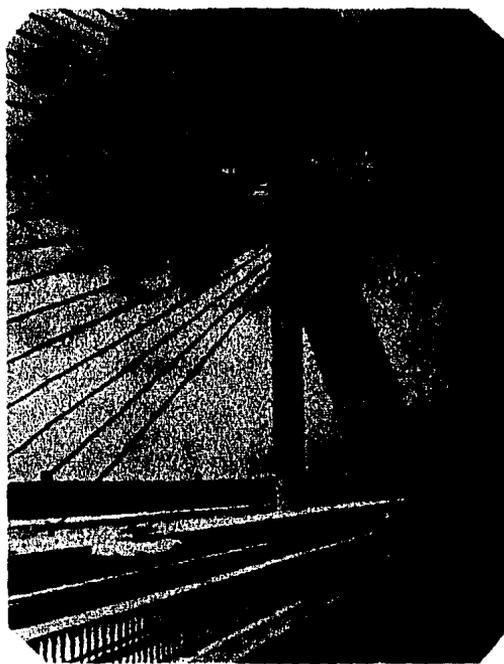


FIG. II.6 - PUENTE ATIRANTADO.

FIG. II.7 PUENTES DE GRANDES CLAROS EN EL MUNDO.

NOMBRE	LOCALIZACION	LONGITUD Y NUMERO DE CLAROS	LONGITUD TOTAL	ANCHO TOTAL	FORMA DE LA SECCION TRANSVERSAL	PERALTE	ESPACIO LIBRE VERTICAL	TIPO DE CONSTRUCCION	AÑO DE CONSTRUCCION
VEJLE FJORD	VEJLE DINAMARCA	17 CLAROS; 87.9m, 14 de 110m 687.5m, 33.5m	1,710.15 m	26.60 m	CAJON DE UNA CELDA	VARIABLE: 8 m en pilas e 3 m en el centro	40.00 m	tramos continuos de concreto reforzado.	1979
PUENTE GENNEVILLIERS	GENNEVILLIERS FRANCIA	8 CLAROS; 106.55 172.0 m, 74.17m, 172.0 m, 113.0 m.	636.5 m	19.55 m	CAJON DE DOS CELDAS	VARIABLE: 8 m en pilas e 3.8 m en centro del claro.		tramos continuos de concr. pref. en doble voladizo	1978
PUENTE TIEL	RIO WAAL, HOLANDA	15 CLAROS 10 de 76.5m, 267m, 90m 2 de 77.5m	1,419.0 m	27.54m en los accesos y 34.54m en zona de cables	2 CAJONES DE UNA CELDA	3.5 m		tramos cont. de concr. pref., con 3 tramos tirant.	1974
PUENTE MUHLBACKTAL- BRUCKE	STUTTGART, ALEMANIA	13 CLAROS de 43.0 metros cada uno.	560.00 m	2 CAJONES DE UNA CELDA				tramos cont. de concr. pref., empujado.	1979
PUENTE BROTONE	ROVEN, FRANCIA	15 CLAROS, 36.9m 8 de 88.3m, 143.5m 330m, 143.5m, etc.	1,276.4 m	19.2 m	CAJON DE UNA CELDA	3.6 m	66 m	concreto pres- forzado doble vol. f.p. tirant.	1977
PUENTE RHEIN- BRUCKE DUSSEL- DOR FLEHE	DUSSELDOR, ALEMANIA	14 CLAROS 13 de 60 m 1 de 367.28 m	1,147.28 m	41 m	2 CAJONES DE UNA CELDA			concr. pref. con tramo primo tirant. de acero	
TALBRUCKE ROTTWEILL- NECKARBURG	STUTTGART ALEMANIA	14 CLAROS	364.00 m	31 m	2 CAJONES DE UNA CELDA	2.3 m	94.7 m	concr. pref. arco en cantiliver estruct. empujado	
PUENTE SALLINGSUND	SALLING, DINAMARCA	19 CLAROS: 1 de 91m, 17 de 93 m 1 de 91 m	1,663 m	16 m	CAJON DE UNA CELDA	VARIABLE, de 2.5m en el centro e 8.5m en pilas.	26 m	concr. pref. doble voladizo. doble voladizo.	

y la sección cajón, se comienza a utilizar la técnica del doble voladizo. Actualmente, los puentes de concreto se clasifican de acuerdo al procedimiento de construcción empleado en: puentes con voladizos sucesivos balanceados y puentes lanzados. El primer método consiste en la construcción de segmentos, a partir de una pila, de manera equilibrada en ambos lados de ella, hasta llegar a la mitad del claro. El método de los puentes lanzados consiste básicamente en la prefabricación de tramos de puente que, por medio de gatos hidráulicos, se van "empujando" del primer apoyo hacia el siguiente y así sucesivamente hasta rematar en el otro extremo.

Recientemente, el uso de cables atirantados (Fig. 11.6), para la construcción de puentes en voladizo, ha permitido una gran economía en este tipo de estructuras. Se han construido puentes con claros de 400 m o más utilizando este método, desplazando en muchos casos, los proyectos de puentes colgantes (Fig. 11.7).

11.2.- Antecedentes históricos de los puentes en México.

Se exponen, en este inciso, los aspectos más interesantes en la evolución del proyecto y construcción de puentes en nuestro país, durante los últimos cincuenta años (Fig. 11.8).

En la década de los años treinta, la carga móvil de-

diseño para puentes carreteros era del tipo H-15, de acuerdo a las normas de la A.A.S.T.H.O. El trazo de la carretera estaba obligado al elegirse los cruces normales a la corriente por salvar. Esto producía, por una parte, mayores desarrollos de la ruta y por otra, alineamientos sumamente defectuosos que daban origen a curvas horizontales muy forzadas, tanto al entrar como al salir del puente.

Las cimentaciones eran generalmente de tipo superficial, subestructuradas a base de estribos con aleros, pilas o caballetes.

Las superestructuras constaban de tramos libremente apoyados de 15 m de claro como máximo para concreto reforzado; de 20 m para traveses de acero remachados y de 50 m, cuando se utilizaban armaduras metálicas. El ancho de calzada de 5.70 m era adecuado al volumen de tránsito, muy bajo en aquella época.

En la década de los cincuenta se inicia el franco de desarrollo en el proyecto y construcción de puentes en el país. Con el empleo de las técnicas de soldadura en estructuras metálicas, se diseñan traveses libremente apoyados hasta de 30 m de claro y continuos de 40 a 60 m.

Se emplean al principio del decenio, concretos con resistencias de hasta 210 Kg/cm^2 y aceros con esfuerzo permisible a la tensión de 1265 Kg/cm^2 .

CARRETERA	NOMBRE DEL PUENTE	CILINDROS EN METROS	LONJITIVO TOTAL EN METROS	TIPO DE ESTRUCTURA			AÑO DE CONSTRUCCIÓN
				CONTENCIÓN	SUBESTRUCTURA	SUPERESTRUCTURA	
COSTERA DEL PACIFICO	EL FUENTE	2 DE 30 Y 5 DE 60	230	POR SUPERFICIE	CONCRETO SIMPLE	CONCRETO REFORZADO (CONTINUA)	1956
"	SINALOA	3 DE 37 Y 3 DE 31	222	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (SEÑER)	1967
"	HUACHUQUE	8 DE 29	232	SUPERFICIE	CONCRETO SIMPLE	CONCRETO REFORZADO (CONTINUA)	1966
"	SALTIAGO	10 DE 40	407	PILOTES	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (TRAMOS LIBRES)	1960
"	SAN LUIS DE LOS RIOS	7 DE 60 Y 6 DE 46	218	CILINDROS Y SUPERFICIE	CONCRETO SIMPLE	ACERO ESTRUCTURAL (CONTINUA)	1959
"	PIASTLA	7 DE 30	210	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	VIGUETAS AMERICANAS (SEÑER)	1966
"	VILLA UNION	2 DE 22 Y 11 DE 24	210	PILOTES Y SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO Y SIMPLE	VIGUETAS AMERICANAS (SEÑER)	1962
"	BALMORAL	2 DE 16 Y 23 DE 30	222	SUPERFICIE	CONCRETO SIMPLE	VIGUETAS AMERICANAS (SEÑER)	1958
"	SAN NICOLAS	10 DE 28	287	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (TRAMOS LIBRES)	1961
"	AMECA	17 DE 30	370	PILOTES	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (TRAMOS LIBRES)	1962
"	COMATAMA	13 DE 30	397	PILOTES	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (TRAMOS LIBRES)	1961
"	MOTIL DEL ORO	2 DE 28 Y 2 DE 30	110	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (CONTINUA)	1970
"	NEPA	2 DE 14 Y 6 DE 14	224	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (TRAMOS LIBRES)	1970
"	POPOTLA	2 DE 30 Y 6 DE 30	270	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (CONTINUA)	1970
"	LA UNION	6 DE 35	213	SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO (MUECAS)	CONCRETO REFORZADO (TRAMOS LIBRES)	1970
"	TECAMA	10 DE 32	326	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (TRAMOS LIBRES)	1966
"	EL VERDE	2 DE 32 Y 13 DE 40	667	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (CONTINUA)	1974
"	COLOTEPEC	2 DE 31 Y 5 DE 42	272	CILINDROS Y SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (CONTINUA)	1972
"	MANGUELIA	2 DE 30 Y 3 DE 35	165	CILINDROS Y SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (CONTINUA)	1970
COSTERA DEL GOLFO	SOTO LA MARIA	1 DE 70 Y 4 DE 60	232	CILINDROS Y SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (TRAMOS LIBRES Y CONT)	1972
"	TULSA	UN TRAMO PRINCIPAL DE 3 DE 94	400	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (DOBLE POLVOZADO)	1950
"	TECUMATE	6 DE 45	267	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (APERTOS LIBRES)	1967
"	ALTAMIRANO	8 DOBLES VOLANTONES DE 45.6 SUSPENDIDOS EN 20 Y 1 LEVANTADO EN 20	510	SUPERFICIE Y CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO, PREFORZADO Y ACERO ESTRUCTURAL	1960
"	HUAYAPAN	1 DE 60	60	SUPERFICIE Y CAJON	CONCRETO REFORZADO	ARCO DE ACERO ESTRUCTURAL	1956
"	COATEPEC	27 DE 31.50 Y 1 LEVANTADO DE 60	966	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (TRAMOS LIBRES)	1963
"	TOMALA	7 DE 33	231	PILOTES DE ACERO	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO	1960
"	ARIZAPALCA	4 DE 42.1 DE 30 Y 1 DE 22	214	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO Y REFORZADO CONTINUA	1965
"	PACHAPALA	2 DE 40 Y 200 DE 45	227	CILINDROS Y PILO	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (TRAMOS LIBRES)	1965

FIG. II.8 PUENTES IMPORTANTES DE LA RED DE CARRETERAS DE MEXICO (8).

CARACTERERA	NOMBRE DEL PUENTE	CLAROS EN METROS	LONGITUD TOTAL EN METROS	TIPO DE ESTRUCTURA			AÑO DE CONSTRUCCION
				CIMENTACION	SUBESTRUCTURA	SUPERESTRUCTURA	
COSTERA DEL GOLFO	USMACINTA	7 DE 40 Y 1 DE 60 BASCULANTE	346	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (TRAMOS LIBRES)	1965
TAMPAO-SAN VICENTE	TAMPAO	2 DE 66 Y 2 DE 30	180	CILINDROS Y SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (DOBLE VOLADIZO)	1972
MEXICO-LAREDO	PURIFICACION	4 DE 30	122	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO APOTOS LIBRES	1963
MATAMOROS-BUENO LAREDO	SAN JUAN	1 DE 72, 2 DE 16 Y 2 DE 34	115	CILINDROS Y SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO Y SIMPLE	CONCRETO PREFORZADO Y REFORZADO VOLADIZO (DOBLE)	1972
JALTAN-PEDEO MONTOTA	COMCA	3 DE 44 Y 2 DE 30	207	CILINDROS Y SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (CONTINUA)	1968
TAMICO-EL MATE	MADISCATZIN	2 DE 60 Y 1 DE 104	216	SUPERFICIE, PILAS Y PILES DE CONCRETO EN CANTONAS	CONCRETO REFORZADO	VARANURA DE ACERO (TRAMOS LIBRES)	1965
MEXICO-TUAPAN	TOTOLAPA	2 DE 36 Y 1 DE 76	226	SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (DOBLE VOLADIZO)	1972
TUAPAN-CANABAS	PANOCO	2 DE 55 Y 1 DE 69	176	CILINDROS Y SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO Y CICLOPEO	CONCRETO PREFORZADO Y REFORZADO	1958
ORIZABA-CORDOBA	MARTINO GARCIA SELA	2 DE 110 Y 1 DE 140	360	CILINDROS Y SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO	ACERO ESTRUCTURAL ANOTROPICO	1968
LA TINAJA-ACAYUCAN	PAPALAPAN	6 DE 41 Y 2 DE 40	297	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (TRAMOS LIBRES)	1963
COAHUILCO-SALINA CRUZ	JALTEPEC	1 DE 58 Y 2 DE 43	146	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (CONTINUA)	1966
	YOLISITA	2 DE 56 Y 2 DE 40	188	SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO Y CICLOPEO	CONCRETO REFORZADO	1955
TUTEPEC-MATIAS ROMERO	TISCOCANAN	7 DE 60	426	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (TRAMOS LIBRES)	1972
MEXICO-CD. CUAMTENCOC	DELISARIO DOMINGUEZ	1 DE 60	136	SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (CONTINUA) "ALCO"	1966
	LAS FLORES	3 DE 36 Y 2 DE 28	184	CILINDROS Y SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO Y ACERO ESTRUCTURAL	1956
ALAM-RENETO JIMENEZ	ALAMO	1 TRAMO PRINCIPAL CON 2 DE 50 Y 1 DE 40	481	CILINDROS Y SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO EN DOBLE VOLADIZO	1960
QUANAJUATA-APOTLANZCO	FERNANDO ESTIVORA	1 DE 206 PRINCIPAL	206	SUPERFICIE	ACERO ESTRUCTURAL	ARCO DE ACERO ESTRUCTURAL	1960
PARAL-CONTIQUANA	SAN PEDRO	7 DE 25 Y 2 DE 30	205	PILOTES	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO DE CAJON (CONTINUA)	1968
ALTAMIRNO-TLACOTALPAN	TLACOTALPAN	3 DE 72 Y 6 DE 40	489	CILINDROS Y SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (CONTINUA Y T. LIBRES)	1972
PUERTO JUSTO-BALLEZA	SAN JUAN BALLEZA	4 DE 40 Y 2 DE 30	228	CILINDROS Y SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO Y HANPOST.	CONCRETO REFORZADO (CONTINUA)	1976
CHILL-QUENCHIC	ENILIO DOMINIAN	1 DE 55	55	SUPERFICIE (CAJON)	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (BOTELLAS)	1970
MEXICALI-SANTA ANA	COLONADO	3 DE 44 Y 2 DE 52	205	CILINDROS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (CONTINUA)	1966
TRANSPERITOMCAR DE D.C.	RICARDO PINEDA	4 DE 44 Y 2 DE 30	260	CILINDROS Y SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (CAJON)	1976
ALTIMIRNO-SIMONTANCZO	RIO DEL OJO	4 DE 24 Y 2 DE 26	186	SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (CONTINUA)	1976
	ESTAPA	1 DE 50 Y 2 DE 26	122	CILINDROS Y SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (CONTINUA)	1976
MEXICO-PUERBLA	EL EMPERADOR	1 DE 46 Y 2 DE 23	99	SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO Y HANPOST.	CONCRETO PREFORZADO (CONTINUA)	1963
MEXICO-AGUILA	ALFREDO MONTAZOGA	2 DE 19 Y 1 DE 60	81	SUPERFICIE	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO REFORZADO (CONTINUA) "ADCO"	1960
INTERRUMPTOR	JIMENEZ LIZCEN	11 DE 20	200	SUPERFICIE Y PILAS	CONCRETO REFORZADO	CONCRETO PREFORZADO (TRAMOS LIBRES)	1978

La carga móvil de diseño corresponde a dos líneas de vehículos del tipo H-15 - S-12, con ancho de calzada de 6.70 m.

Las cimentaciones se resuelven con pilotes precolados de concreto reforzado o con cilindros de concreto reforzado hincados por el procedimiento del pozo indio. En cuanto a la superestructura, se utilizan viguetas laminadas americanas hasta de 91 cm de peralte y losas de concreto que trabajan en conjunto gracias a la aplicación de conectores que permiten claros hasta de 30 m.

Se proyectan tramos libremente apoyados con 2 nervaduras de 25 m y contínuos de sección cajón, de 40 m para concreto reforzado.

En el año de 1955 se introduce el empleo de concreto-presforzado, dándose en esta forma un gran paso en la evolución del proyecto y construcción de puentes en nuestro país. Se diseñan vigas precoladas de sección "T" para tramos libremente apoyados con claros de 30 a 35 m. Más tarde, el presfuerzo se aplica a vigas coladas "in situ" tipo Gerber o contínuas de sección de cajón con claros hasta de 70 m. La técnica de prefabricación en planta permite obtener elementos pretensados del orden de 20 m de longitud.

En el año de 1957, durante la construcción del Puente

Tuxpan con un tramo principal formado por tres claros de 92 m - de concreto presforzado, se aplica por primera vez en México y en América Latina, el procedimiento de doble voladizo. La sección transversal de la superestructura de este puente es un doble cajón de peralte variable, empleando barras de presfuerzo - de 2.5 cm de diámetro, con un esfuerzo a la ruptura de 12 000 - Kg/cm².

Un año más tarde, con el uso del concreto con resistencia de 250 y 300 Kg/cm² y de acero con límite elástico de -- 4000 Kg/cm² se fabrican losas de concreto reforzado con dos nervaduras libremente apoyadas hasta 32 m de claro. Esto le permitió competir económicamente con el concreto presforzado.

Durante la década de los años sesenta se construyeron varios puentes con claros importantes, utilizando estructuras-- metálicas continuas o del tipo ortotrópico. Uno de ellos, el - puente Mariano García Sela, sobre la carretera Orizaba - Córdoba consta de dos claros de 110 m y uno de 140 m. La estructura se apoya en dos pilas centrales de concreto de sección hueca de 100 m de altura.

En la actualidad, la cimentación puede construirse de tipo superficial o profundo. En el segundo caso, se emplean pilotes precolados de concreto reforzado, pilotes colados en sitio y cilindros o cajones. Para la subestructura, se utilizan pilas de concreto armado o presforzado y estribos.

La superestructura se resuelve con tramos libremente apoyados hasta de 125 m, Gerber o contínuos, de concreto armado o presforzado. Cuando la construcción de puentes de concreto se realiza mediante el procedimiento de doble voladizo, se pueden lograr claros hasta de 240 m. Además, si se introduce el sistema de los cables atirantados, los claros máximos pueden alcanzar del orden de los 400 m.

Los materiales más frecuentemente utilizados son: el concreto, con resistencia de 250 a 400 Kg/cm² y el acero en varillas de refuerzo o en alambres y torones para presfuerzo, con esfuerzos de ruptura de 6000 Kg/cm², de 16 000 Kg/cm². La carga móvil de diseño, corresponde a dos o más líneas de vehículos del tipo HS-20, con un ancho de calzada mínimo para dos líneas de tránsito de 7.50 m.

Actualmente se encuentra en plena construcción el Puente Tampico, con un tramo principal atirantado. Otro puente el Coatzacoalcos II, con características similares ha sido concluído y es motivo del presente trabajo.



FIG. 11.9 - FERROCARRIL MEXICANO.

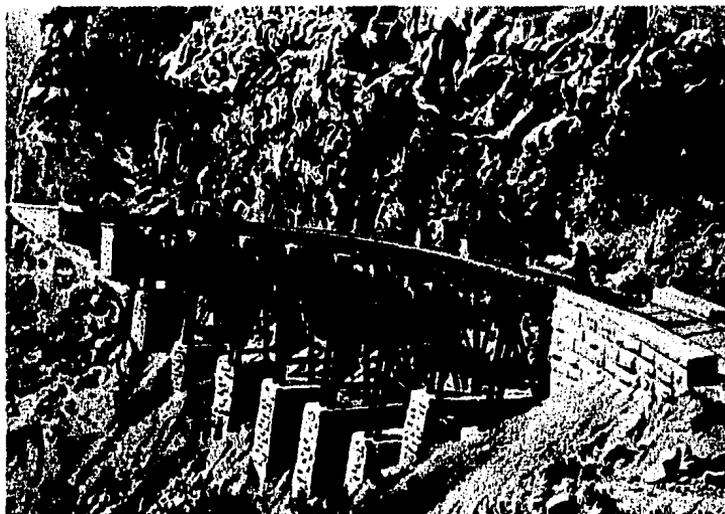


FIG. 11.10 - FERROCARRIL MEXICANO.

CAPITULO III

CONCEPTOS BASICOS SOBRE PUENTES ATIRANTADOS

- III.1.- Definición y clasificación
- III.2.- Arreglo de los cables
- III.3.- Posición de los cables en el espacio
- III.4.- Tipos de mástiles
- III.5.- Tableros
- III.6.- Vigas principales y armaduras
- III.7.- Ventajas estructurales de los puentes atirantados
- III.8.- Puentes atirantados con estructura de concreto
- III.9.- Ventajas en el uso de los puentes atirantados con estructura de concreto
- III.10.- Longitud económica de claro para puentes atirantados de concreto

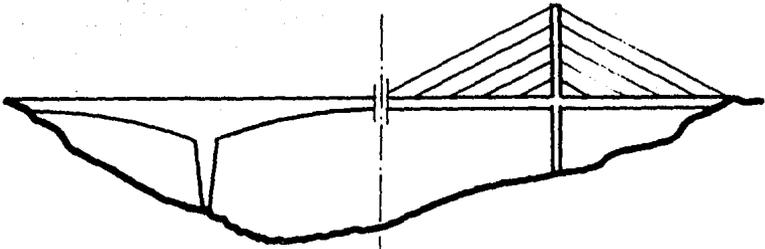
III.1.- Definición y clasificación.

Los puentes que se sostienen por medio de cables de acero de alta resistencia como elementos principales estructurales se pueden clasificar en puentes suspendidos o puentes atirantados. La diferencia radica en la forma en que el tablero del puente es soportado por los cables (Fig. III.1).

En los puentes suspendidos, el tablero es soportado en intervalos relativamente cortos por colgantes verticales que a su vez, se sostienen de un cable principal paralelo al eje longitudinal del puente. Los cables principales son flexibles, por lo que toman una configuración dependiente de la magnitud y la posición de la carga. Un ejemplo típico de este caso es el puente suspendido en catenaria.

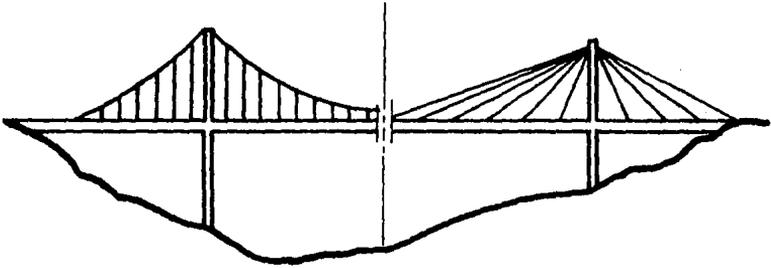
Los cables inclinados de los puentes atirantados sostienen al tablero directamente, proporcionando soportes relativamente rígidos en varios puntos del claro.

La aplicación de los cables inclinados, le dió un nuevo estímulo a la construcción de puentes con grandes claros. Ha sido tan importante el éxito obtenido en el uso de este tipo de estructuras, que en la actualidad ocupan un lugar destacado dentro de los sistemas clásicos para la construcción de puentes. Será interesante ver como evoluciona el desarrollo



DOBLE VOLADIZO

ATIRANTADO



SUSPENDIDO

ATIRANTADO

FIG. III.1 - DIVERSOS TIPOS DE PUENTES

de este sistema que de hecho era ya conocido de tiempo atrás. Probablemente el origen de esta tecnología se remonte a la época en que, para obtener estructuras más rígidas, se utilizaban elementos dispuestos en triángulos unidos. A pesar de que los primeros diseños estaban fundamentados en principios e hipótesis bastante razonables, se tuvieron algunos problemas con su comportamiento, por lo que se abandonó su uso; sin embargo, el sistema era evidentemente perfectible. La solución de estos problemas se intentó, desafortunadamente de manera incorrecta.

Por una parte el equilibrio de estos sistemas altamente indeterminados no había sido claramente entendido y por otra, los miembros sujetos a tensión se fabricaban con madera, barras redondas y cadenas de tan baja resistencia que fallaban antes de que la viga tuviera una deformación considerable.

Por lo anterior, el resurgimiento de la aplicación de los puentes atirantados puede explicarse en base a las siguientes causas:

- El análisis correcto del sistema estructural
- El uso de elementos de tensión que bajo carga muerta tienen una considerable rigidez debida al pre esfuerzo y gran capacidad para soportar la carga viva.
- Métodos de erección y montaje que aseguran el cumplimiento de las hipótesis de diseño.

En la actualidad los puentes atirantados presentan un sistema tridimensional consistente en: vigas principales, cables atirantados, tableros ortotrópicos y mástiles trabajando a compresión. La principal característica de estas estructuras es la participación total de los elementos transversales en el trabajo del sistema longitudinal, lo que permite un aumento considerable en el momento de inercia, la reducción de la sección de las vigas y abatimiento en la cantidad de acero.

III.2.- Arreglo de los cables.

De acuerdo al arreglo longitudinal de los cables, los puentes atirantados se pueden clasificar en los cuatro sistemas mostrados en la Fig. III.2.

1.- Sistema radial o convergente

En este sistema todos los cables están dirigidos hacia la punta del mástil de sustentación. Estructuralmente, éste es el mejor sistema, ya que permite alcanzar la máxima inclinación de los cables sobre la horizontal y de esta forma, una menor cantidad de acero. Los cables toman la componente máxima de la carga viva y muerta, mientras que la componente axial menor es tomada por la superestructura. Debido a que varios cables son anclados a la punta del mástil, los soportes trabajan en condiciones sumamente críticas, haciendo complejo su diseño.

2.- Sistema en paralelo o "arpa"

En el sistema en arpa o paralelo, los cables se conectan al mástil en diferentes alturas y paralelos entre sí. Estéticamente este sistema es preferido sobre los demás, pero provoca momentos flexionantes de gran magnitud en el mástil.

3.- Sistema en abanico

Este sistema surgió como una modificación del sistema en arpa. Las fuerzas de los cables son pequeñas, de tal manera que se pueden utilizar cables muy simples.

4.- Sistema en estrella

El sistema en estrella es, desde un punto de vista estético conveniente, pero contradice el principio de que los puntos de unión de los cables deben estar lo mejor distribuidos a lo largo de la viga principal.

111.3.- Posición de los cables en el espacio.

Con respecto a las diferentes posiciones que pueden ser adoptadas por los planos en los cuales están colocados los cables en el espacio, existen dos tipos de arreglos básicos: el Sistema Biplanar y el Sistema Monoplanar (Fig. 111.3).

SISTEMA		SIMPLE	DOBLE	TRIPLE	MULTIPLE	VARIABLE
		1	2	3	4	5
1	CONVERG. O RADIAL					
						
3	ABANICO					
4	ESTRELLA					

FIG. III.2 - ARREGLO DE LOS CABLES.

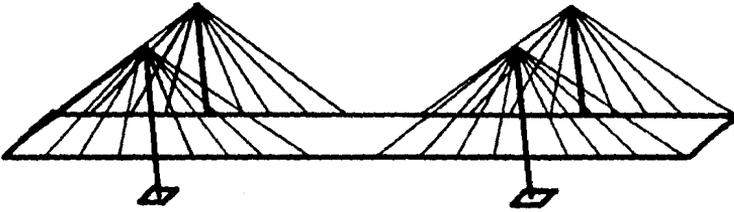
- A) SISTEMA BIPLANAR
 - A.1. Planos verticales
 - A.2. Planos inclinados
- B) SISTEMA MONOPLANAR

1.- Sistema biplanar con planos verticales

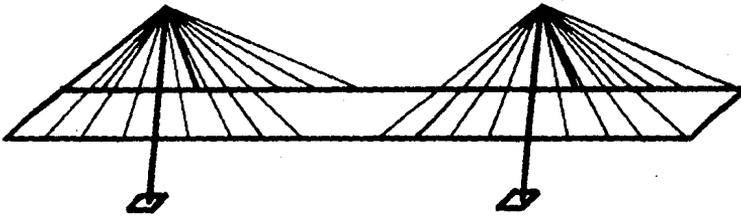
Pueden adoptarse dos diferentes alternativas al usar este sistema: los anclajes de los cables se pueden situar fuera de la estructura del tablero o pueden colocarse en el interior de las vigas principales.

La primera alternativa es la mejor, pues el área del tablero no se ve obstruída por la presencia de cables y mástiles, como en el segundo caso. Sin embargo, existe la desventaja de que la distancia transversal entre los puntos de anclaje en las almas de las vigas principales es grande y requiere de importantes cantilivers para transmitir el esfuerzo cortante y los momentos flexionantes a la estructura del tablero. Además, las pilas que sustentan a los mástiles deben ser más altas, porque en este caso dichos mástiles están desplantados en el exterior de la sección transversal del puente.

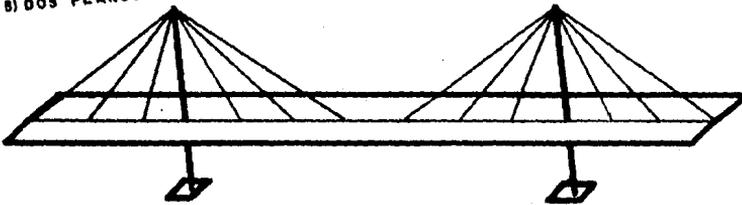
Cuando los cables y los mástiles se encuentran dentro de la sección transversal del puente, el área ocupada no puede ser utilizada como parte de la superficie de rodamiento y sólo puede utilizarse parcialmente como paso peatonal. De esta maneg



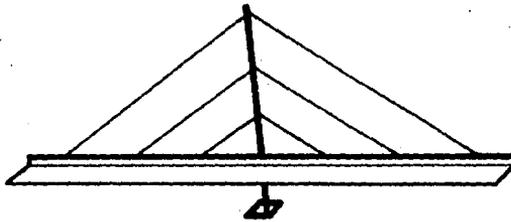
A) DOS PLANOS VERTICALES



B) DOS PLANOS INCLINADOS.



C) SISTEMA MONOPLANAR.



D) PLANOS ASIMETRICOS.

FIG. III. 3 POSICION DE LOS CABLES EN EL ESPACIO

ra una parte del área del tablero se desperdicia y para compensarla se puede aumentar el ancho.

2.- Sistema biplanar con planos inclinados.

Este sistema se utilizó por vez primera en el Puente Severin en Colonia, Rep. Federal Alemana, donde los cables van desde los bordes del tablero a un punto sobre la línea central del puente en un mástil en forma de "A". Uniendo los cables a la punta de este mástil se logra una gran seguridad contra oscilaciones debidas al viento, porque ayuda a evitar el peligroso efecto de torsión del tablero.

B.- Sistema Monoplanar

Otro sistema es el de los puentes con solo un plano vertical de tirantes a lo largo del eje longitudinal de la superestructura. Este arreglo requiere de vigas principales de sección cajón, con una considerable rigidez para evitar las deformaciones de la sección transversal debida a cargas excéntricas.

III.4.- Tipos de mástiles.

En la Fig. III-4, están ilustrados los diferentes tipos de mástiles de acuerdo a su forma.

1.- Mástil en forma de portal trapezoidal

- 2.- Mástiles gemelos
- 3.- Marco en forma de "A" o "Y", invertida
- 4.- Mástil sencillo

Existen tres posibles soluciones de acuerdo a la forma de soporte del mástil:

1.- Mástil fijo a la cimentación

En este caso se producen grandes momentos flexionantes en el mástil. La mayoría de los puentes en la República Federal Alemana han sido construídos en esta forma para incrementar la rigidez de la estructura, pero con la desventaja de los fuertes momentos flexionantes mencionados.

2.- Mástiles fijos a la superestructura

En el caso de los puentes construídos con secciones cajón los mástiles se fijan generalmente al tablero.

Bajo estas condiciones, es necesario no sólo reforzar el cajón, sino proporcionar apoyos muy resistentes. Además, éstos últimos deberán resistir las fuerzas horizontales adicionales debidas al incremento de la fricción en los apoyos.

3.- Mástiles articulados en su base

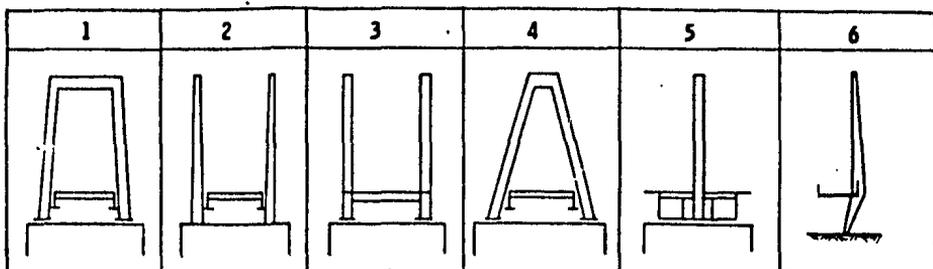
Por razones de tipo estructural, los mástiles deben -

estar articulados en su base en el sentido longitudinal del puente. Esto reduce notablemente los momentos flexionantes en las torres y el número de redundantes, con lo que se simplifica el análisis de toda estructura. Además, cuando se trabaja en suelos de baja calidad, se colocan articulaciones en los apoyos del mástil, que permiten la rotación, de manera que los momentos flexionantes no sean tomados por la cimentación.

El comportamiento de los mástiles dependerá de los detalles de la conexión con los cables, el tablero y la subestructura. Además de su peso propio, el mástil toma gran parte del peso total de la estructura transmitido directamente por los tirantes. Los mástiles deberán diseñarse como elementos sujetos a compresión y momento flexionante en ambas direcciones. Además se deberá revisar el pandeo longitudinal y transversal que es función de la rigidez de los cables. Cuando se trate de mástiles gemelos se deberá considerar si están contraventeados o nó para el análisis del pandeo en la dirección transversal.

III.5.- Tableros

La búsqueda de tableros cada vez más eficientes ha llevado al desarrollo de los llamados tableros ortotrópicos de acero. La mayor parte de los puentes atirantados poseen tableros ortotrópicos que difieren entre sí, exclusivamente en la



MASTILES

- 1) PORTAL. 4) MARCO EN FORMA DE "A".
 2) MASTIL GEMELO. 5) MASTIL SENCILLO.
 3) " " 6) MASTIL (VISTA LATERAL).

FIG. III.4 - TIPOS DE MASTILES.

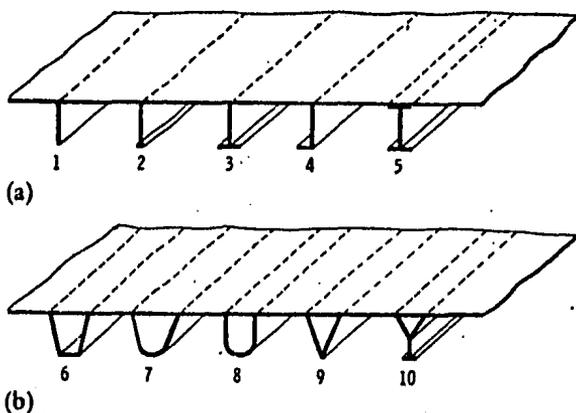


FIG. III.5 - TIPOS DE NERVADURAS UTILIZADAS PARA LOS TABLEROS.

sección de sus nervaduras longitudinales y en el espaciamento de las vigas principales. Ejemplos típicos de nervaduras utilizadas se pueden ver en la Fig. III.5.

III.6.- Vigas principales y armaduras.

Actualmente se utilizan los siguientes tres tipos de vigas principales o armaduras:

1.- Elementos de acero. Fig. III.6.

Los puentes construídos bajo este sistema se subclasifican en:

- a) Puentes construídos con secciones "I"
- b) Puentes construídos con una o más secciones cajón.

Los puentes construídos con secciones de cajón tienen la ventaja de presentar una mayor rigidez a la torsión, que los puentes construídos con secciones "I", por lo que su uso es recomendado.

2.- Armaduras.

El uso de las armaduras se ha visto notablemente -- abandonado durante la última década. Comparadas con las secciones de acero laminado presentan la ventaja de su mejor apa-

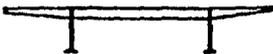
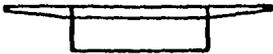
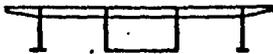
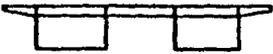
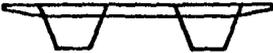
TIPOS DE VIGAS PRINCIPALES		
	ARREGLO	SECCION TRANSVERSAL.
1	VIGAS "I" SEMELAS	
2	CAJON RECTANGULAR	
3	CAJON CON VIGAS "I".	
4	DOBLE CAJON CONTRAVENTEADO	
5	CAJON TRAPECIAL	
6	DOBLE CAJON RECTANGULAR	
7	DOBLE CAJON TRAPECIAL	

FIG. III.6 - VIGAS PRINCIPALES DE ACERO.

riencia, además, requieren de un largo proceso de fabricación y de constante mantenimiento. De esta forma, salvo casos excepcionales, una sección de acero es más conveniente tanto desde el punto de vista económico como estético (Fig. III.7).

Sin embargo, se pueden utilizar armaduras debido a razones aerodinámicas. Además, en los casos de puentes que combinen tránsito ferroviario con carretero, en los cuales se utilicen dos tableros, las armaduras se usarán como soportes de los mismos.

3.- Vigas de concreto reforzadas o presforzadas.

Durante la última década, un gran número de puentes atirantados han sido construídos mediante tableros y vigas principales de concreto. Este tipo de puentes, además de ser muy económicos, presenta una rigidez adecuada y, por lo tanto, pocas deflexiones. Como el efecto de amortiguamiento es grande, se presenta un bajo nivel de vibración (Fig. III-8).

III.7.- Ventajas estructurales de los puentes atirantados.

Los puentes atirantados con cables, presentan un sistema espacial consistente, como ya se ha indicado, en elementos rigidizantes, tableros de acero o concreto y los soportes (mástiles y cables). La principal característica estructural

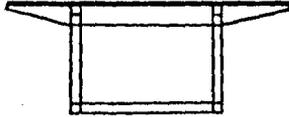
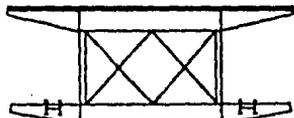
TIPOS DE ARMADURAS DE ACERO .	
USO DEL PUENTE	TABLERO (SECCION TRANSVERSAL)
1 CARRETERO	
2 CARRETERO Y FERROVIARIO	
3 CARRETERO Y FERROVIARIO	
4 CARRETERO Y FERROVIARIO	

FIG. III.7 - ARMADURAS DE ACERO.

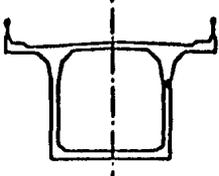
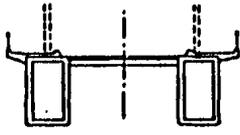
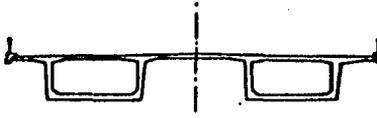
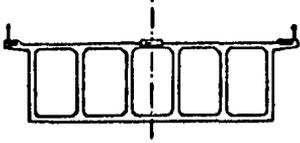
TIPO DE VIGA	SECCION TRANSVERSAL
1 CAJON SENCILLO	
2 DOBLE CAJON (PUENTE PA-- RANA, ARG.)	
3 DOBLE CAJON (PUENTE WAAL HOLANDA)	
4 CAJON MULTI-- PLE (VIADUC-- TO POLCEVE-- RA, ITALIA).	

FIG. III.8 - VIGAS PRINCIPALES DE CONCRETO.

de este sistema es la acción integral de los tirantes y los elementos rigidizantes. Las fuerzas horizontales de compresión, debidas a la acción del cable, son tomadas por las vigas principales y, por lo tanto, no son necesarios grandes anclajes. Así, la estructura resulta muy económica.

En otros tipos de puentes convencionales se considera que los elementos que componen la superestructura actúan independientemente. Tal situación no es conveniente en los puentes atirantados. Con el tablero tipo ortotrópico, la placa atiesadora de gran sección transversal, actúa no solo como el patín superior de las vigas principales, sino como la placa atiesadora horizontal contra la acción del viento, proporcionando una gran rigidez lateral. De esta forma, todos los elementos de la superestructura participan en el trabajo del sistema principal del puente.

Otra característica estructural importante, es que es geoméricamente invariable bajo cualquier posición de la carga del puente, lo que hace trabajar siempre a los cables bajo tensión. Lo anterior permite construir estos puentes con elementos sumamente ligeros, como son los cables de acero (Fig. III-9).

La alternativa de construir puentes atirantados es bastante conveniente en el caso de puentes de grandes claros, desplazando, inclusive, a los llamados puentes suspendidos,

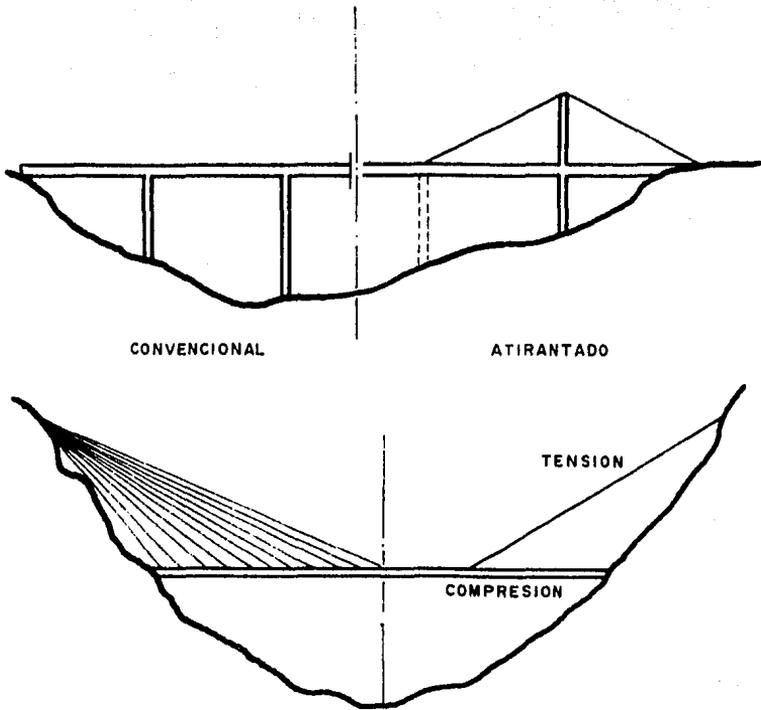


FIG. III,9 - CARACTERISTICAS DE LOS PUENTES ATIRANTADOS .

como lo demuestra una comparación de sus características estructurales. Se ha establecido que los puentes atirantados encuentran su rango de aplicación para claros entre los 180 m y los 460 m, mientras que para claros superiores son preferibles los puentes suspendidos. Sin embargo, diseños recientes de puentes atirantados para tráfico carretero y ferroviario combinado, con claros hasta de 1,300 m indican que inclusive para tales longitudes la alternativa atirantada resulta ser más eficiente, económica y de más fácil construcción que los puentes suspendidos.

Deflexión y rigidez

Las deflexiones que sufren los puentes atirantados, a diferencia de los puentes suspendidos, son menores e indican la mayor rigidez del sistema atirantado. Esto se puede comprobar calculando las deflexiones provocadas por carga viva, bajo ciertas hipótesis simplificadoras que permiten comparar ambos sistemas; obteniéndose deflexiones máximas en los puentes suspendidos hasta 4.6 veces más grandes que las obtenidas en los puentes atirantados. Lo anterior se debe a que el cable principal sufre grandes deformaciones bajo la acción de tales cargas. Los tirantes, por lo contrario, transmiten directamente la carga a los mástiles sin grandes deformaciones.

En consecuencia, los puentes suspendidos necesitan -- una mayor rigidez del tablero con objeto de evigar grandes deformaciones.

Cantidad de acero para los cables

Los puentes suspendidos requieren casi dos veces más cable de acero que los puentes atirantados, de acuerdo a los análisis desarrollados por los especialistas, resultando que para puentes con claros mayores a los 200 m, los puentes atirantados son preferibles, desde este punto de vista.

Tablero

Al comparar el comportamiento estructural de los tableros en ambos sistemas, no se encuentra una diferencia sustancial en el uso de uno u otro, pues en el caso del puente suspendido se necesita una mayor rigidez en la sección mientras que en el puente atirantado el tablero debe tener una área efectiva mayor para resistir la fuerza normal resultante de la acción del cable. Aún para puentes atirantados de gran longitud, el aumento del área de la sección requerida para resistir el incremento de la fuerza normal, es muy razonable.

Anclajes

Los puentes atirantados no requieren grandes y pesados anclajes para los tirantes, como el caso de los puentes suspendidos. Las fuerzas de anclaje actúan verticalmente y pueden equilibrarse con el peso de las pilas y la cimentación sin un gran costo adicional.

III.8.- Puentes atirantados con estructura de concreto.

Desde que renació el uso de los puentes atirantados en el año de 1955, ya sea por razones técnicas o de otra índole, el acero estructural ha sido el material constructivo preferido por los ingenieros especialistas. A pesar de ello, en 1957 cuando el profesor Riccardo Morandi ganó un concurso de diseño de puentes con una estructura presforzada de concreto de 400 m de claro central de tipo atirantado para el Lago Maracaibo, se despertó un gran interés en la aplicación del concreto en ese tipo de estructuras. Desgraciadamente este puente no se pudo construir como originalmente estaba concebido, modificándose su estructura reduciendo los claros a 235 m, en el año de 1962. Está considerado actualmente, sin embargo, como el primer puente moderno de concreto del tipo atirantado. Este puente tuvo como antecesores dos pequeños puentes de concreto del mismo tipo.

La primera estructura de concreto en utilizar tirantes fué el Acueducto Tempul que cruza el río Guadalete en España. Diseñada por el ingeniero español Torroja, responsable de varios conceptos sobre concreto presforzado, esta estructura presenta una típica configuración de tres claros simétricos con dos mástiles. Los tirantes fueron introducidos para reemplazar dos pilas de difícil construcción en las aguas profundas del río.

En Julio de 1957 una estructura atirantada cruzando el río Yakima en Benton City, Washington, fué abierta al tráfico. Diseñada por Homer M. Hadley, la estructura tiene una longitud total de 122 m con un claro central de 51.9 m.

Durante los 59 años transcurridos desde la construcción del Acueducto Tempul, se han construído cerca de treinta puentes atirantados de concreto en todo el mundo.

En los últimos cinco años se ha logrado exceder a los 300 m de claro para llegar a los diseños actuales con claros de 400 m, con lo que el concepto de los puentes atirantados de concreto se ha colocado como uno de los métodos más viables en estas estructuras.

III.9.- Ventajas en el uso de puentes atirantados con estructuras de concreto.

Antes de definir en detalle las ventajas, es importante comentar el hecho de que ni este tipo de puentes ú otro en particular, puede ser la solución óptima en todos los casos y ambientes. La selección del tipo adecuado de puente para un sitio en particular con un conjunto específico de circunstancias deberá tomar en cuenta varios parámetros. La selección de un material es en primer lugar, función de su disponibilidad y economía. El proceso para evaluar estos parámetros con-

siderando varios tipos de puentes, es sin duda alguna, un arte más que una ciencia.

Al evaluar un puente atirantado con estructura de concreto, el diseñador deberá considerar las siguientes ventajas:

- 1.- El peralte de la viga principal puede ser pequeño con respecto al tamaño del claro. La razón claro a peralte varía de 45 a 100. Con un diseño aerodinámico y un sistema múltiple de cables, el tablero puede ser delgado, con relación al claro entre 150 y 400, lo que evita una impresión visual masiva.
- 2.- Debido a su alto peso específico y, además, por ser un material con características amortiguantes, el concreto no es tan susceptible a las vibraciones aerodinámicas.
- 3.- La componente horizontal de la fuerza del tirante que causa compresión con momento flexionante en la estructura del tablero, favorece el uso de concreto. La fuerza del atirantamiento produce un presfuerzo en el concreto permitiendo que trabaje de manera óptima (Fig. III-9).
- 4.- La cantidad de acero requerida para los tirantes es comparativamente reducida. Escogiendo una altura óptima del

mástil con respecto al claro, se obtiene una solución adecuada con respecto a la medida de los cables.

5.- Las deflexiones producidas por la carga viva son muy pequeñas debido a la relación de carga viva a carga muerta. Esto quiere decir que los puentes atirantados con estructura de concreto son aplicables para carreteras y ferrocarriles importantes.

6.- La erección y montaje de los cables y de la estructura es relativamente fácil con la tecnología desarrollada actualmente, como son el presfuerzo, la prefabricación y la construcción de segmentos en voladizo.

III.10.- Longitud económica para puentes atirantados de concreto.

1.- Puentes atirantados de concreto vs puentes atirantados de acero.

Antes de llevar a cabo esta comparación, conviene -- aclarar que los resultados que se obtendrán son muy generales, ya que las condiciones particulares varían para cada puente y para cada localidad; sin embargo, se podrán obtener algunas -- conclusiones sobre los aspectos que dominan la economía de los distintos tipos de puentes para diferentes longitudes de sus -- claros. El análisis se hará presentando costos por metro cua-

drado del área del tablero contra la variación de la longitud de claro, en metros.

Manteniendo los demás parámetros constantes, el costo de la cimentación por metro cuadrado de tablero disminuye - conforme el claro aumenta. Esto se explica debido al uso de - ataguías, equipo de bombeo y otros que deben llevarse a cabo - en la construcción de las pilas, independientemente de la carga que deba tomar la cimentación. Solamente cuando es necesario el uso de pilas, o cuando el suelo de cimentación presenta poca resistencia, el costo de la cimentación permanece constante al variar la longitud del claro, si se expresa en términos del costo por metro cuadrado de tablero. Lo anterior se cumple tanto para el acero como para el concreto, con la salvedad de que los puentes de acero son mucho más ligeros que los de concreto y, por lo tanto, tendrá menos influencia en el costo de la cimentación.

El costo de los mástiles para tableros de acero es menor al de los mástiles para tableros de concreto. Sin embargo, un mástil de concreto costará menos que una torre de acero -- equivalente. Por lo tanto, a menos que se usen mástiles de concreto para tableros de acero, el costo de los mástiles no varía considerablemente utilizando cualquiera de estos materiales.

El costo de los cables es de primordial importancia principalmente para grandes claros. Si consideramos un tablero de concreto dos veces más pesado que un tablero de acero equivalente, el costo de estos cables será el doble. Manteniendo la misma relación de altura del mástil a la longitud del claro, el costo de los cables se incrementa directamente con la longitud del claro (en términos de pesos por metro cuadrado de tablero). Lo anterior adquiere capital importancia cuando se habla de claros por arriba de los 300 m y, de hecho, se considera una limitante para claros de 600 m o más.

Con respecto a los costos del tablero mismo, éste deberá tener una sección mínima con el objeto de transmitir las cargas a los cables. Lo anterior es válido tanto para el acero como para el concreto. Esta sección mínima generalmente bastará para claros hasta de 300 m, más allá de los cuales la sección de concreto se incrementará gradualmente. El tablero de acero puede mantenerse casi constante en su sección mínima quizás hasta los 360 m, después de los cuales la porción del tablero próxima a las pilas, deberá ser reforzada. No obstante lo anterior, el costo del tablero de concreto es mucho menor al del tablero de acero. Esta diferencia es muy importante puesto que supera los ahorros en cables, mástiles y cimentaciones resultantes del tablero de acero más ligero.

El resumen de los costos anteriores aparece en la Fig. III-10, tanto para tableros de concreto como de acero.

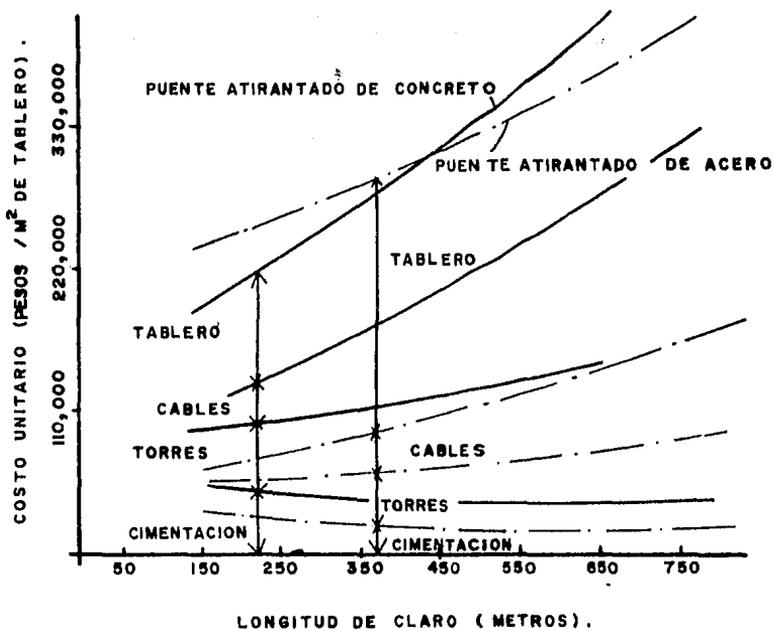


FIG. III.10 - COSTO COMPARATIVO ENTRE PUENTES ATIRANTADOS DE ACERO Y CONCRETO .

Podemos observar un punto de intersección de sus respectivas curvas de costo para un claro de 460 m aproximadamente. Es importante enfatizar que estos costos son aproximados y dependen de múltiples factores, como son el tiempo y el sitio de la obra. Esto nos permite suponer un punto de intersección de las curvas que varía entre los 360 y 600 m.

2.- Puentes atirantados de concreto vs puentes de concreto en doble voladizo.

A pesar de que los ingenieros que se han dedicado a este estudio no están totalmente de acuerdo, se puede establecer que para claros que excedan entre los 150 y los 210 m, la alternativa resulta ser más económica que utilizar doble voladizo de concreto. El análisis de estos costos aparece en la Fig. III-11, en la que se puede observar un punto de intersección de ambas curvas de costo para 180 m de claro. Se vuelve a hacer énfasis en el hecho de que los datos de costo obtenidos no deben ser aplicados en todos los casos. Para ilustrar lo anterior, mencionaremos que se han construído puentes en doble voladizo de concreto con claros cercanos a los 250 m, mientras que existen puentes atirantados de concreto con claros mucho más pequeños de 150 m.

Además del aspecto relativo al costo, es importante recordar que los puentes en doble voladizo son esencialmente -

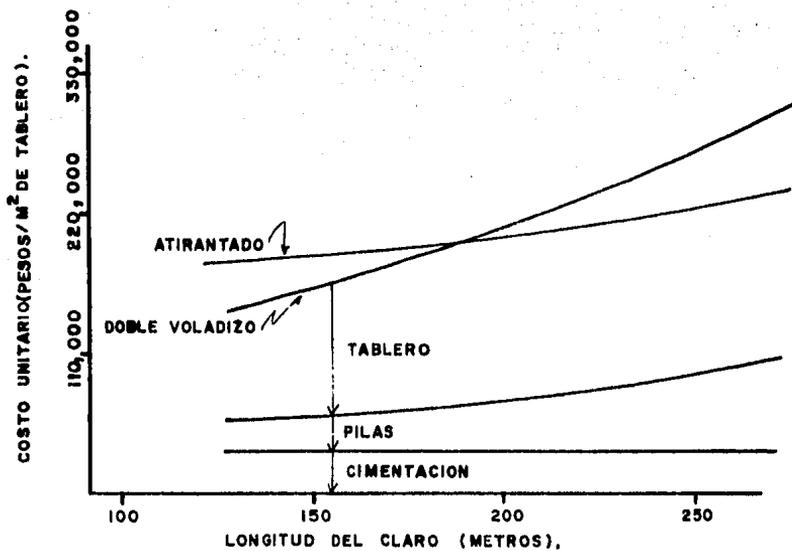


FIG. III. II - COSTO COMPARATIVO ENTRE UN PUENTE ATIRANTADO DE CONCRETO Y UNO EN DOBLE VOLADIZO.

puentes con el tablero totalmente libre de obstáculos en su parte superior, no así los puentes atirantados que presentan elementos sobre la superficie del tablero que pueden dar lugar a problemas de tráfico. Sin embargo, para grandes claros el peralte de un puente en voladizo se deberá incrementar notablemente, mientras que en un puente atirantado permanece casi constante. Puede observarse en esta forma, que aparte del costo de construcción son múltiples los factores que deberán tomarse en cuenta para la elección del tipo de puente.

3.- Puentes atirantados de concreto vs puentes suspendidos de acero.

Observando los puentes de mediano a gran claro construídos recientemente, se puede concluir que los puentes atirantados de concreto, compiten con estructuras de acero suspendidas tratándose de claros hasta de 460 m. Para ingenieros familiarizados con este problema, el punto de intersección de sus curvas de costos se encuentra entre los 550 y los 730 m. Al aproximarse a los 600 m, se requiere aumentar la sección de concreto para absorber la fuerza de compresión cerca de los apoyos. Los problemas constructivos pueden complicarse, prefiriéndose el uso de puentes atirantados de acero y, eventualmente, de estructuras suspendidas.

Finalmente, como conclusión de los tres puntos ante-

riores, podemos decir que la era de la construcción de puentes atirantados con tablero de concreto apenas ha comenzado y que se están desarrollando las técnicas para el diseño y construcción de estas estructuras. El rango económico para la longitud de los claros está probablemente entre los 150 y los 600 m. Para claros entre los 180 y los 460 m, es prácticamente lo indicado, particularmente si se requiere una sección de tablero con poco peralte.

CAPITULO IV.

EL PUENTE COATZACOALCOS II.

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

IV.1.- Antecedentes

IV.2.- Localización

IV.3.- Descripción del proyecto

IV.3.1.- Tipo de estructura y datos básicos
para el diseño.

IV.3.2.- Características técnicas.

IV.4.- Procedimientos de construcción

IV.4.1.- Cimentación

IV.4.2.- Subestructura

IV.4.3.- Superestructura

IV.1.- Antecedentes.

El aumento de los volúmenes de tránsito terrestre y fluvial a través del río Coatzacoalcos ha hecho necesario estudiar alternativas más funcionales para la construcción de puentes que lo crucen.

Originalmente el cruce se realizaba por medio de chalanos o barcasas en un sitio cercano a Coatzacoalcos conocido con el nombre de Nanchital. Dado el escaso volumen de vehículos que cruzaban el río por aquellas épocas, esta alternativa cumplía satisfactoriamente con sus objetivos.

Más tarde, el volumen de tránsito promedio diario aumentó considerablemente y se puso en servicio el puente Coatzacoalcos I (marzo de 1962), que tiene una longitud de 966 m, - con dos carriles para vehículos y una vía para ferrocarril. Este puente es del tipo levadizo y su claro principal es de 66 m, para permitir el paso de las embarcaciones durante su operación.

Sin embargo, en el año 1972 se produjo un serio accidente al proyectarse una embarcación contra uno de los apoyos. El servicio fué suspendido durante casi un mes, lo que ocasionó graves trastornos a la economía regional y puso de manifiesto el peligro que el puente corría al encontrarse sus

apoyos dentro de la corriente y expuestos al paso de las embarcaciones.

El volúmen de tránsito a través del puente siguió aumentando paulatinamente, lo que producía grandes demoras en el cruce. La operación del tramo levadizo agravaba aún más ésta-situación, complicándose con el aumento del tránsito fluvial.

Por lo anterior, surgió la necesidad de pensar en una nueva alternativa para cruzar el río que diera solución simultánea a los problemas expuestos. Así, desde el año de 1978 se dá comienzo a los estudios necesarios para el proyecto de un nuevo puente sobre el río Coatzacoalcos.

IV.2.- Localización

Para la localización del puente se estudiaron varias alternativas, desde las cercanías del puente Coatzacoalcos hasta aguas arriba de Minatitlán, eligiéndose aquella que presentara las mejores condiciones topográficas y geológicas para el cruce del río. Por una parte, se buscaba una longitud óptima del puente y, por otra, las mejores condiciones posibles para la cimentación, evitándose localizarlo dentro de la zona pantanosa. De esta manera, el sitio elegido se encuentra aproximadamente a 20 km de la desembocadura del río en el Golfo de México, en el lugar conocido como Pueblo Nuevo. Fig. IV-1.

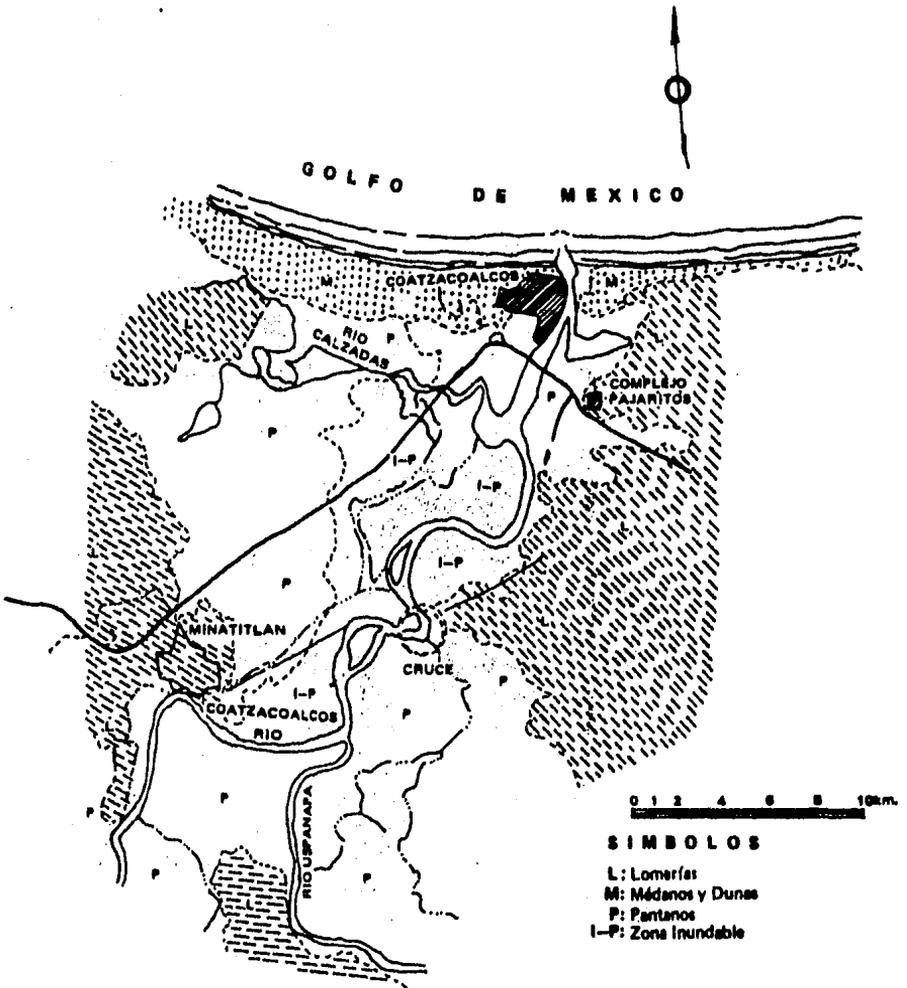


FIG. IV.1 PLANO DE LOCALIZACION

Además de los aspectos topográficos y geológicos, en la localización del puente, se tomaron en cuenta los costos de los tramos carreteros para los accesos, que dependen también - del tipo de terreno de desplante. Se hicieron, además, estudios estadísticos de desarrollo industrial, asentamientos humanos y desarrollo portuario que mostraron la conveniencia de esta ruta. Finalmente, al construir este puente se lograba un allramiento para la zona conurbada de Minatitlán y Coatzacoalcos, que permitiría a los usuarios del mismo grandes ahorros - de tiempo al no tener que cruzarlas.

IV.3.- Descripción del proyecto.

IV.3.1.- Tipo de estructura y datos básicos para el diseño.

Para la elección del tipo de estructura y teniendo como antecedentes los problemas y restricciones del puente en operación, se decidió que el nuevo puente debería cumplir con tres condiciones fundamentales:

- en primer lugar, debería permitir el paso simultáneo tanto de vehículos como de embarcaciones;
- en segundo lugar, la estructura del puente debería ser de concreto, en virtud de que este material tiene gran resistencia a los agentes hostiles del ambiente, como son la salinidad y las emanaciones de desperdicios industriales petro -

químicos; además presenta un mejor comportamiento a la estabilidad aeroelástica ante la presencia de los fuertes vientos;

- finalmente y como última condición se decidió que, para evitar algún accidente, no se colocara ningún apoyo de la estructura dentro del cauce del río.

Partiendo de estas tres condiciones se elaboraron dos anteproyectos. El primero de ellos consistía en resolver el tramo principal por el procedimiento del doble voladizo y claro sobre el cauce de 250 m. El segundo, con tramo principal del tipo atirantado con un claro de 288 m. Finalmente, -- después de estudiar exhaustivamente los dos anteproyectos, se decidió la alternativa del tipo atirantado, por ser la más ventajosa desde el punto de vista técnico y económico.

Una vez definida la estructura del tipo atirantado se estudiaron sus posibles alternativas en cuanto a la forma del atirantamiento y a la longitud de los tramos laterales al claro principal, tomándose fundamentalmente para este estudio aspectos de tipo arquitectónico y estético. En base a lo anterior, se decidió que el atirantamiento fuera axial del tipo medio abanico.

Se determinó, después de llevar a cabo estudios de ingeniería de tránsito, que la estructura debería contar con

cuatro carriles de circulación, dos para cada sentido, especificados de acuerdo a las normas de la AASTHO y del nuevo Reglamento de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Otros datos importantes para el diseño del puente son los vientos máximos en la región y los espectros de aceleración correspondientes a una zona de actividad sísmica muy importante. La estructura debería resistir vientos hasta de 200 km/h que producen presiones de 320 kg/cm^2 y con respecto al sismo, se deberían tomar en cuenta dos espectros de aceleración aplicados en las tres direcciones.

IV.3.2.- Características técnicas.

El puente Coatzacoalcos II (Ing. Antonio Dovalí Jaime) tiene una longitud total de 1,170 m. Por la margen izquierda del río el viaducto de acceso tiene una longitud de 472 m - compuestos por tramos de 60 m con una pendiente del 5.28%. El tramo principal del tipo atirantado tiene una longitud de 698 m y consta de varios claros, como puede observarse en la Fig. IV-2.

El tipo de mástil que se escogió para esta estructura es del tipo "Y" invertida que proporciona suficiente rigidez contra los fuertes vientos predominantes y a las acciones sísmicas de la localidad.

En cuanto a la forma del atirantamiento del tramo principal, ya se mencionó que es axial, del tipo medio abanico (ver Cap. III), utilizando cables formados por un mínimo de 37 y un máximo de 61 torones de acero de 150 mm² de sección y con una resistencia a la ruptura de 185 kg/mm².

La subestructura está resuelta a base de pilas de sección rectangular hueca de concreto, reforzadas o presforzadas de acuerdo a las acciones de mayor consideración. Las pilas del tramo principal son reforzadas y alcanzan una altura total de 97 m, incluyendo el mástil de sustentación del atirantamiento. Estas pilas, por razones estructurales, se construyeron monolíticamente tanto con el tablero como con el mástil, dando mayor rigidez a la estructura. Las pilas contiguas al claro principal son también continuas con el tablero y el resto de las pilas presentan apoyos deslizantes, con topes de concreto para absorber las fuerzas transversales.

La superestructura está formada por un tablero de sección cajón de concreto presforzado y con almas inclinadas. Tiene tres metros de altura y un ancho total de 18.10 m con dos calzadas de 7.00 m de ancho. Fig. IV-3.

Las cimentaciones que se utilizaron fueron fundamentalmente del tipo profundo como los pilotes de 2.50 m de diámetro colados "in situ" hasta 30 m de profundidad para el tramo

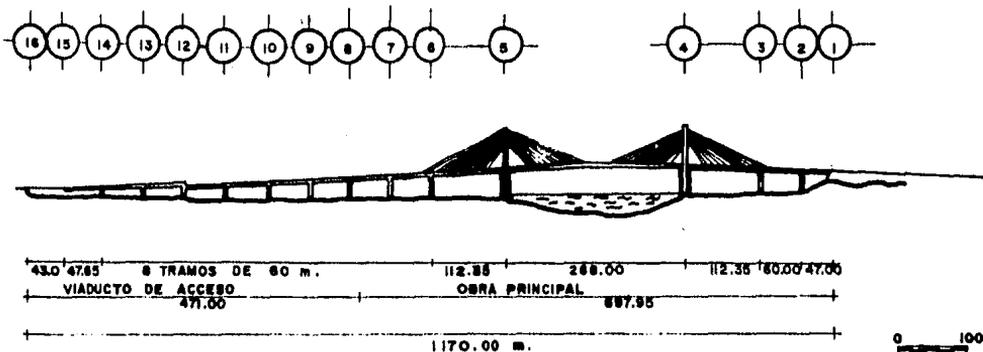


FIG. IV.2 - PERFIL LONGITUDINAL DEL PUENTE COATZACOALCOS II .

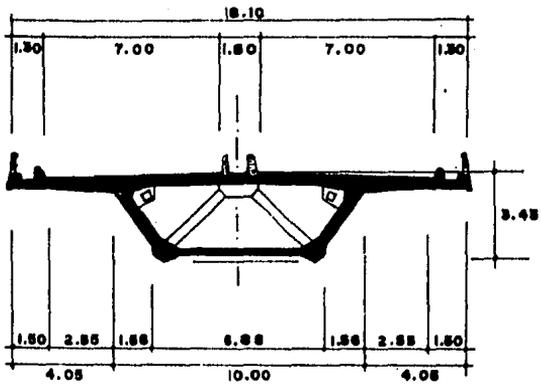


FIG. IV.3 - SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO

principal y cilindros de 6.00 m de diámetro exterior hincados hasta 35 m para el viaducto de acceso por la margen izquierda. En el estribo No. 1 y en las pilas 2 y 3 se utilizaron zapatas de concreto reforzado y en el estribo 15 una combinación de cilindros y pilotes colados "in situ" de 1.5 m de diámetro.

La construcción del tablero se realizó mediante el procedimiento conocido como "doble voladizo", que consiste en construir dovelas simétricas de 3.53 m de largo hacia ambos lados de las pilas. Las dovelas correspondientes al tramo principal tienen dos tornapuntas precoladas y presforzadas. Los cables se anclan al tablero a cada 7.06 m coincidiendo con las tornapuntas y se fijan en el mástil en su parte central y superior.

En el próximo inciso se detallan los procedimientos de construcción mencionados.

IV.4.- Procedimientos de construcción

IV.4.1.- Cimentación.

Como ya se mencionó, se emplearon tres tipos de cimentaciones en este puente:

a) Las correspondientes al estribo No. 1 y las pilas 2 y 3, son de tipo superficial a base de zapatas de concreto reforzado, construídas por medio de los procedimientos tradi -

cionales, empleando, para la excavación, una draga equipada - con cucharón de almeja.

b) En las pilas 4, 5, 6 y 7, la cimentación es de tipo profundo, empleándose pilotes colados "in situ" de 2.50 m - de diámetro, hincados a una profundidad hasta de 30 m. El procedimiento constructivo para la cimentación de la pila 4, abarcó las siguientes actividades:

- 1.- Excavación y colado de los pilotes en sitio.
- 2.- Hincado del tablaestacado perimetral circular para la zapata de unión de los pilotes.
- 3.- Instalación y operación del sistema de bombeo.
- 4.- Excavación para la zapata de unión.
- 5.- Armado y colado de la zapata de unión.

En los siguientes párrafos se describe cada una de - estas actividades.

EXCAVACION Y COLADO DE LOS PILOTES EN SITIO.

Para la excavación de los 18 pilotes, se utilizó una perforadora SOILMEC RT3/S, montada en una grúa LINK-BELT LS - 118 de 60 ton. de capacidad, que accionaba un bote cortador -

CADWELL, de 2.50 m de diámetro. Para los primeros 6 m se utilizó ademe metálico recuperable y, para los siguientes, se colocó lodo bentonítico simultáneamente con la extracción de material, con el objeto de estabilizar la perforación. Para evitar posibles fallas del suelo, se procuró no excavar un pilote contiguo a otro en proceso de colado. A continuación, se introdujo el armado de los pilotes, habilitado en tramos de 12 m de longitud. El colado se llevó a cabo inmediatamente después de la colocación del armado, por medio de un tubo TREMI de 30 cm de diámetro, conectado a una bomba de concreto WHITEMAN P-80 que recibía el concreto elaborado en una planta ORU-1040 para 30 m³/h de producción. El tubo TREMI cuenta en su parte superior con una tolva capaz de almacenar, como mínimo, el mismo volumen que puede contener el tubo.

Antes de iniciarse el colado, se apoya el tubo TREMI sobre el fondo de la excavación, se le dan inclusive movimientos para que quede ligeramente enterrado. En seguida se coloca un tapón de hule sobre la parte superior del tubo y se llena de concreto la tolva. Este tapón impide que el concreto de la tolva pase al tubo y funciona como émbolo que desaloja el lodo bentonítico por la parte inferior del mismo. Una vez cumplido lo anterior, se vuelve a llenar la tolva y, con pequeños izamientos del tubo, se hace fluir el concreto por la parte inferior del mismo, continuándose la operación de manera tal que el tubo siempre quede ahogado en el concreto que se está colo-

cando para evitar que el lodo bentonítico penetre de nuevo en el tubo. El colado se lleva hasta 1.50 m por arriba de la elevación fijada por el proyecto, pues, al quedar esta sección generalmente contaminada, es necesario demolerla.

Para poder controlar la calidad del concreto colocado, se utilizaron métodos sónicos, para lo cual hubo que dejar ahogados cinco tubos en toda la longitud de los pilotes.

HINCADO DEL TABLAESTACADO PERIMETRAL CIRCULAR.

Una vez colocados los 18 pilotes, se hincó un tablaestacado metálico circular, de 30 m de diámetro, hasta 12 m de profundidad, dentro del cual quedó alojada la zapata de unión del grupo de pilotes. Para tal efecto, se utilizaron tablaestacas planas ensamblables tipo FL-12, colocadas mediante un vibrador ICE-812 suspendido de una grúa LINK-BELT LS 108, - colocando previamente una cercha circular, como guía, con canal de 12" colocado 5 m sobre el terreno y soportado por tubos metálicos hincados de 14" de diámetro. Antes de llevarse a cabo el hincado de las tablaestacas, se dispusieron éstas formando un círculo completo, totalmente ensambladas y apoyadas en la cercha circular. El hincado se efectuó introduciendo piezas de 3 a 4 m, cada vez. Con el objeto de rigidizar el tablaestacado, a medida que se efectuaba la excavación interior, se colocaron hasta 6 marcos circulares, horizontales, formados con viguetas metálicas y concreto reforzado.

INSTALACION Y OPERACION DEL SISTEMA DE BOMBEO.

Para poder controlar el flujo de agua dentro de la ataguía y llevar a cabo la excavación en seco, fué necesario instalar 6 equipos de bombeo tipo profundo accionados con bombas sumergibles BAMSA con una capacidad de 5 lt/s, controladas automáticamente por medio de electroniveles.

EXCAVACION PARA LA ZAPATA DE UNION DE LOS PILOTES.

De acuerdo con el proyecto, el desplante de la zapata se llevó hasta los 7 m de profundidad. La excavación se hizo utilizando una draga en la zona central de la ataguía y con mano de obra en la proximidad del tablaestacado obstruída por los anillos rigidizantes.

ARMADO Y COLADO DE LA ZAPATA.

Al terminarse la excavación, se colocó sobre el fondo de la misma una plantilla de concreto simple de 50 cm de espesor. En seguida, se demolieron los 1.50 m superiores de los pilotes, utilizando rompedoras neumáticas, para garantizar que el concreto sano de los pilotes quedara ahogado 10 cm dentro del cuerpo de la zapata. El siguiente paso fué colocar el acero de refuerzo de la zapata, limitando el área de la misma mediante el molde correspondiente.

El procedimiento de colado se dividió en cuatro etapas con espesor de 1.25 m cada una, abarcando toda el área de la zapata. Esto se hizo debido al gran volumen de concreto de la misma (2,416 m³ aprox). Con el fin de evitar los problemas de agrietamiento por las altas temperaturas de fraguado, fue necesario aplicar técnicas de enfriamiento para la fabricación del concreto, como son:

- Enfriar, con hielo, el agua por utilizar.
- El uso de aditivos retardantes del fraguado.
- Enfriar los agregados y el cemento.
- Utilizar cemento de bajo calor.
- Cubrir las áreas de trabajo con lonas humedecidas.

La fabricación del concreto se llevó a cabo en una planta dosificadora, como la ya descrita y su colocación se realizó utilizando bombas especiales.

La construcción de la pila 5, se logró mediante la siguiente secuencia de actividades:

- 1.- Hincado del tablaestacado circular perimetral.
- 2.- Remoción del azolve en el fondo y colocación del relleno.

- 3.- Construcción de los accesos a la isleta.
- 4.- Excavación y colocación de los pilotes en sitio.
- 5.- Instalación y operación de los sistemas de bombeo.
- 6.- Instrumentación para control.
- 7.- Excavación para la zapata de unión de los pilotes.
- 8.- Armado y colado de la misma.

HINCADO DEL TABLAESTACADO CIRCULAR PERIMETRAL.

Con el objeto de formar una superficie de trabajo, por encima del nivel del agua se construyó una isleta de 30 m de diámetro, utilizando un tablaestacado que se rellenó con arena. Para el hincado de las tablaestacas fué preciso utilizar un chalán de 34 m de largo por 13 m de ancho, impulsado por un remolcador, además del equipo descrito para la cimentación de la pila 4. Las tablaestacas se hincaron hasta que su parte superior quedara 1.50 m sobre el nivel de aguas mínimas del río.

REMOCION DEL AZOLVE DEL FONDO Y COLOCACION DEL RELLENO.

Una vez hincadas las tablaestacas, se llevó a cabo la excavación de 1.50 m de espesor de azolve dentro de la ata-

guía, con el objeto de colocar, en su lugar, el relleno de arena. Posteriormente, fué preciso protegerlo en su parte superior con una capa de mejoramiento que permitió la operación del equipo de hincado de los pilotes. Además, fué necesario colocar un anillo perimetral exterior para reforzar el tablaestacado, con viguetas de perfil IPR de 18" que ayudó también a protegerlo de la operación del chalán y el remolcador. Al terminarse esta isleta y para evitar los efectos de socavación, se colocaron alrededor de la misma, una serie de costales de arena tirados a fondo perdido.

CONSTRUCCION DE LOS ACCESOS A LA ISLETA.

Con el propósito de hacer posible el transporte de equipo, material y trabajadores a la isleta, se construyeron dos accesos. El primero, de ejecución rápida, formado por un relleno a volteo sobre el río para formar un terraplén que llegó hasta el perímetro exterior del tablaestacado y el segundo, por medio de un puente formado por claros cortos sobre pilotes precolados de concreto. El terraplén fué utilizado para iniciar de inmediato el hincado de los pilotes y, al iniciarse la excavación de la zapata, fué preciso retirarlo, para evitar empujes sobre el tablaestacado.

EXCAVACION Y COLADO DE LOS PILOTES EN SITIO.

El número de pilotes, disposición, equipo y procedimiento constructivo fué idéntico al empleado en la pila 4; sin embargo, en este caso, los pilotes se acampanaron en su parte inferior para dar una mayor área de distribución, hasta alcanzar 3.50 m de diámetro.

INSTALACION Y OPERACION DEL SISTEMA DE BOMBEO.

Antes de iniciarse la excavación, se instaló un sistema de bombeo con bombas eléctricas sumergibles para disminuir el gasto de las infiltraciones de agua en el fondo de la excavación. Las filtraciones a través del tablaestacado se redujeron por medio de calafateo. Debido al flujo de agua, fué necesario un bombeo mayor al utilizado en la cimentación de la pila 4, instalándose inclusive varios pozos de alivio adicionales.

INSTRUMENTACION PARA CONTROL.

Para observar el comportamiento del tablaestacado durante la excavación y por razones de seguridad se implementó una instrumentación que proporcionaba niveles, desplazamientos horizontales y presiones por medio de bancos de nivel profundo, inclinómetros y piezómetros.

EXCAVACION DE LA ZAPATA DE UNION DE LOS PILOTES.

Esta excavación se llevó a cabo hasta 6 m por debajo del nivel de aguas mínimas del río, variando los tirantes de agua de 4 m del lado de tierra hasta 9 m del lado del cauce.

Además de los anillos de rigidez utilizados en el tablaestacado de la pila 4, fué preciso utilizar 2 niveles de armaduras configuradas en estrella para permitirle tomar los empujes diferenciales. Esto causó dificultades para la excavación y armado de la zapata.

ARMADO Y COLADO DE LA ZAPATA DE UNION.

En primer lugar se construyó una plantilla de concreto simple de 50 cm de espesor para permitir que el trabajo se efectuara con limpieza y seguridad. Se colocó, a continuación un filtro de grava para formar un cárcamo y así efectuar el bombeo de achique sin contratiempos. El colado de la zapata se hizo en forma similar a la ya descrita para el caso de la pila 4.

En el caso de las pilas 6 y 7, el procedimiento de construcción fué básicamente el mismo que para la pila 4, variando el número de los pilotes colocados en el lugar de 18 a 4, por pila.

c) En las pilas 8 a 14 y en el estribo 15, la cimentación fué también del tipo profundo, utilizándose cilindros de concreto reforzado de 6 m de diámetro, hincados hasta 33 m de profundidad. El procedimiento de construcción estuvo formado por las siguientes actividades:

- 1.- Camino de acceso y plataformas de apoyo de las cuchillas.
- 2.- Construcción de un brocal y estructura de acero para sostener las primeras secciones del cilindro.
- 3.- Colocación y soldadura de las cuchillas.
- 4.- Colado e hincado del cilindro por secciones repitiendo estas actividades hasta el nivel del desplante.
- 5.- Colado del tapón inferior.
- 6.- Colado del tapón superior.

CAMINO DE ACCESO Y PLATAFORMAS DE TRABAJO PARA APOYO DE LAS CUCHILLAS.

Este camino y plataforma de trabajo se construyó con el objeto de tener acceso a los apoyos y un área de actividades adecuada para colocar la cuchilla, capaz de sostener el primer tramo colado del cilindro, puesto que el terreno de desplante es muy pantanoso.

CONSTRUCCION DE UN BROCAL Y ESTRUCTURA DE ACERO PARA SOSTENER LAS PRIMERAS SECCIONES DEL CILINDRO.

Debido a la baja capacidad de carga del terreno de cimentación, se construyó un brocal sobre el que se colocó una estructura de acero a base de 4 columnas, sobre las cuales se apoyaron una serie de elementos metálicos que las unían entre sí. Sobre estos últimos, se dispusieron elementos de acero de los que se suspendieron las primeras secciones del cilindro. Este brocal permitió evitar los hundimientos durante el colado y los desplomes iniciales durante el hincado.

COLOCACION Y SOLDADURA DE LA CUCHILLA.

Después de construir el brocal, se colocó y se soldó la cuchilla dentro del perímetro del mismo. La cuchilla está formada por una lámina de acero de 1/2" de espesor y se colocó en la parte inferior del cilindro para poder ir cortando el material y, de esta forma, facilitar la penetración y hundimiento del elemento.

COLADO E HINCADO DEL CILINDRO POR SECCIONES.

Para esta actividad se recurrió al sistema clásico conocido como "POZO INDIÓ", que consiste en ir colando secciones del cilindro que se hincan posteriormente aprovechando su

peso propio, al excavar a través del hueco central del elemento y, extraer el material del fondo. Fig. IV-4.

Para colar las diferentes secciones se utilizaron tramos de cimbra metálica de 2.5 m de altura, y para llevarse a cabo esta actividad en forma simultánea en todos los apoyos del 8 al 15, se construyeron 9 juegos de cimbras. El concreto se fabricó en una planta dosificadora y se colocó vaciándose directamente en los moldes utilizándose camiones revolvedora y algunas veces equipo de bombeo. Después de 24 horas se retiraban los moldes y, en seguida, se efectuaba el hincado de la sección, para lo cual se utilizaron dragas equipadas con cucharón de almeja de $3/4$ a $1\ 1/2$ Yd³ (0.57 a 1.15 m³); en ciertas ocasiones fué necesario el uso de otros elementos, como aríetes rectos e inclinados para romper el material duro, bombeo para extraer el agua, dinamita para provocar vibración y romper la fricción, chifloneo por la parte externa del elemento, buzos para inspeccionar el fondo de la excavación y detectar obstáculos al nivel de la cuchilla, etc.

COLADO DEL TAPON INFERIOR.

Una vez que el cilindro había sido hincado hasta el nivel de desplante, se procedió a la limpieza del fondo de la excavación por medio del cucharón de concha de almeja sin dientes. De esta manera, se pudo colar el tapón inferior en agua,

FIG. IV. 4 - COLADO DE UN CILINDRO.

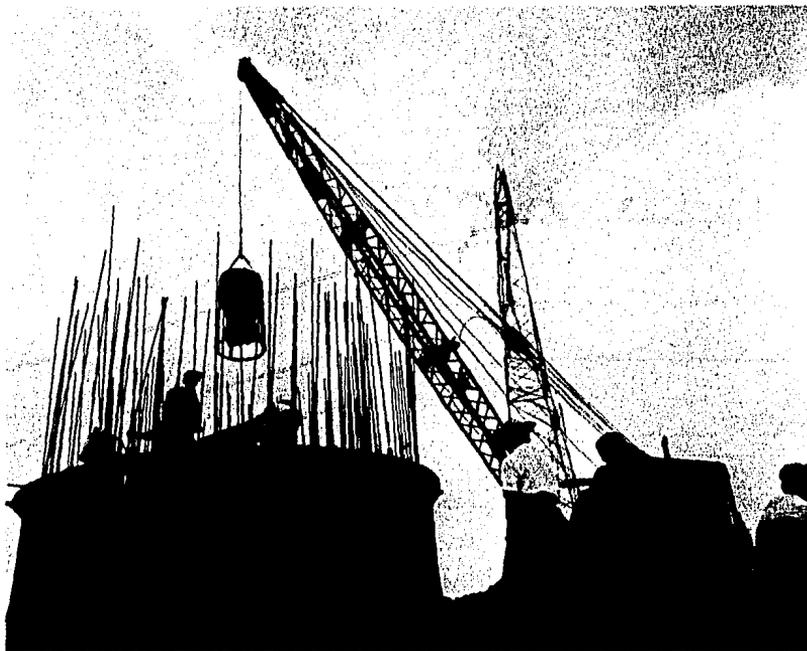


FIG. IV. 5 - TAPON SUPERIOR



para lo cual se siguió el procedimiento del tubo TREMI que ya ha sido descrito para el colado de los pilotes "in situ". En este caso se llevó el colado 1.50 m arriba del nivel de proyecto para garantizar una buena calidad del material. Después de una semana de haber sido colado el tapón, se vaciaba el agua del interior del cilindro con el objeto de verificar las condiciones del concreto. Posteriormente se llenaba nuevamente el cilindro con agua para evitar cualquier gradiente hidráulico que pudiera ocasionar filtraciones hacia el interior del cilindro.

COLADO DEL TAPON SUPERIOR.

Para colar el hueco interior del cilindro en su parte superior, se utilizó cimbra y obra falsa tradicional ancladas sobre las paredes internas del cilindro. Fig. IV-5.

IV.4.2.- Subestructura.

Como se indicó anteriormente, la subestructura está resuelta a base de pilas de concreto reforzado huecas, de sección rectangular, construídas mediante el procedimiento conocido como "colado contínuo". Este proceso consiste en utilizar cimbras metálicas deslizantes adaptadas a la sección de la pila por colar y que se apoyan en elementos metálicos que, a su vez, descansan en gatos hidráulicos accionados eléctricamente.

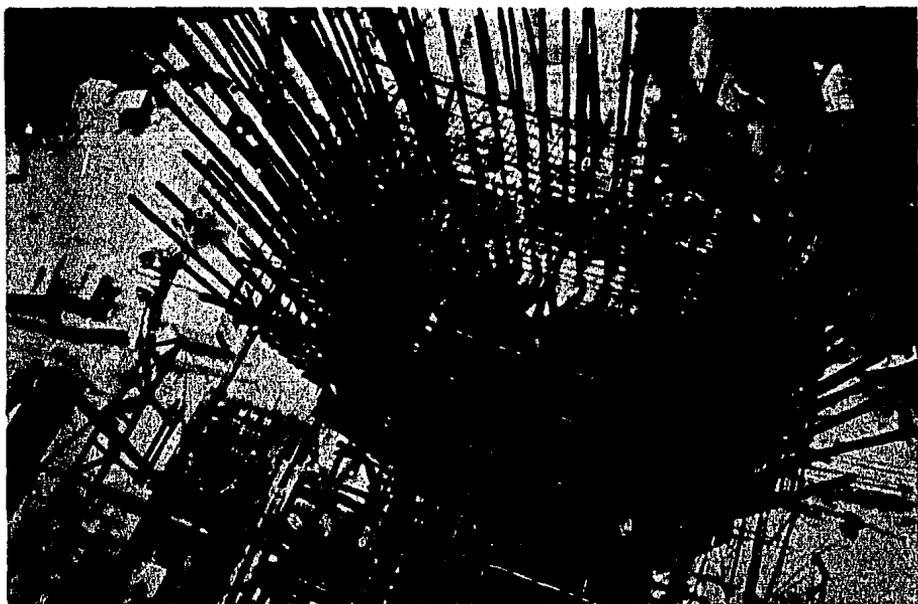


FIG. IV.6 - ARMADO Y COLADO DE LAS PILAS.



FIG. IV.7 - ARMADO Y COLADO DE LAS PILAS.

que proporcionan el movimiento del conjunto hacia arriba, a una velocidad tal que, el concreto que ha sido colado, adquiere una resistencia que impida su deformación, una vez que la cimbra se ha desplazado arriba del nivel donde ha quedado colocado. Para la colocación del concreto se utilizaron grúas, grúas torre y bombas de concreto, según el caso lo ameritaba. Fig. IV-6 y Fig. IV-7.

El mismo procedimiento descrito arriba, se utilizó en la construcción de las pilas principales 4 y 5, hasta una altura de 18 m donde la sección se vuelve variable, por lo que se tuvo que utilizar cimbra tradicional autosoportable. Fig. IV-8.

Con respecto al procedimiento de construcción de los mástiles 4 y 5, se utilizaron, tanto para sus ramas inclinadas como para la vertical superior, moldes trepantes reforzados con elementos metálicos de contraventeo a diferentes alturas, para evitar que las ramas inclinadas trabajaran como voladizo. Se utilizó una obra falsa tubular metálica apoyada sobre el tablero, para permitir la colocación del equipo y las maniobras del personal. Para el colado, se utilizaron los procedimientos tradicionales fabricando el concreto en plantas dosificadoras y colocándolo mediante grúas y bombas, cuidando que no se presentaran desplomes ni corrimientos en ambos sentidos. Para permitir el paso de los tirantes del puente, se dejaron ahogados en el mástil una serie de tubos rolados en taller. Fig. IV-9.

FIG. IV.8 - CIMBRADO DE LOS MASTILES.

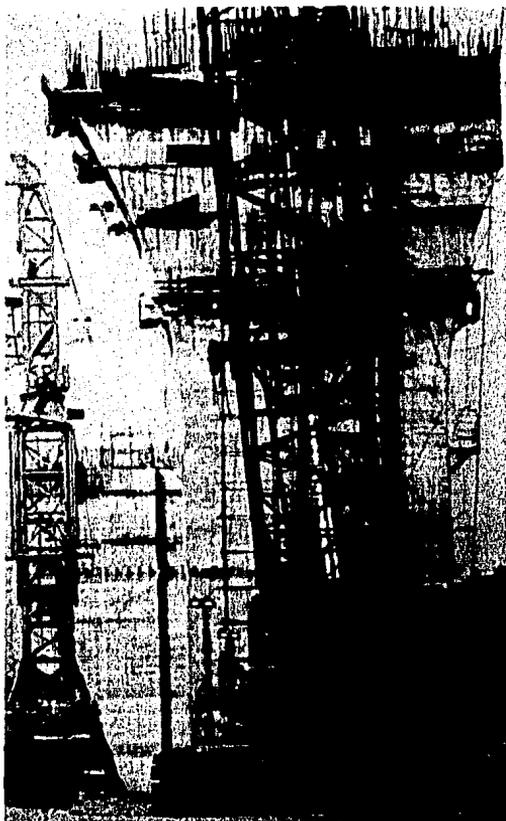
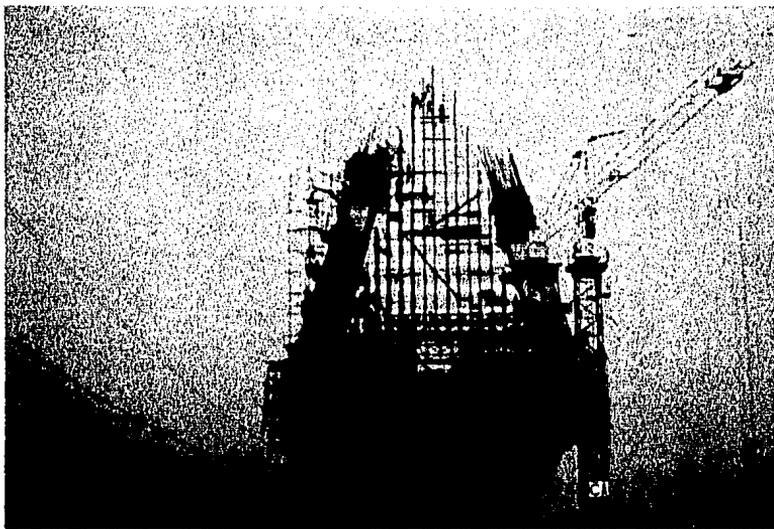


FIG. IV.9 - CIMBRADO Y COLADO DE LAS RAMAS DE LOS MASTILES.



IV.4.3.- Superestructura.

Para la construcción de la superestructura se siguió el procedimiento conocido como "construcción de dovelas simétricas en doble voladizo", que consiste en construir la obra - partiendo de una o varias pilas, adosando, mediante cables de presfuerzo, dovelas a cada lado de la pila. Este proceso debe proseguir continuamente para conservar el equilibrio de los - dos voladizos. Al utilizar este procedimiento, se elimina el uso de costosas obras falsas, permitiendo que la navegación en el río continúe con toda normalidad.

En los siguientes párrafos se describe el procedi -- miento general utilizado en el puente Coatzacoalcos II, que - consta de las siguientes actividades:

- 1.- Construcción de la primera dovela sobre pila.
- 2.- Montaje y fijación del carro móvil de colado.
- 3.- Colado de las dovelas simétricas.
- 4.- Tensado de los elementos de presfuerzo.
- 5.- Desplazamiento hacia adelante del carro móvil de colado.
- 6.- Repetición del ciclo, cuantas veces sea neces - rio.
- 7.- Desmontaje del carro móvil de colado.

CONSTRUCCION DE LA PRIMERA DOVELA SOBRE PILA.

Inmediatamente después de terminar la construcción de pila, se construye sobre ella la primera dovela (dovela sobre pila), no requiriéndose obra falsa si su longitud es menor al ancho de aquella. En caso contrario, deberán prepararse los elementos que soportarán el voladizo. Fig. IV-10.

De los 15 apoyos con los que cuenta el puente, 6 son móviles (apoyos 1, 2, 7, 12, 13, 14), los demás (3, 4, 5, 6, 8, 9, 10, 11, 15) son contínuos con las pilas formando marcos. Las pilas 3 y 6 cuentan con un presfuerzo vertical permanente debido a la reacción negativa producida por los tirantes. Tratándose de un apoyo móvil, la primera dovela sobre pila debe ser presforzada verticalmente en forma provisional, para poder sostener los voladizos que parten de los apoyos. Al efectuarse este presfuerzo provisional, la dovela se apoya sobre la pila en calzas de concreto con papel Kraf en su plano de contacto superior, con el objeto de que el concreto del tablero no se adhiera a éstas. En todos los tensados provisionales se utilizaron gatos de arena, a excepción del apoyo 2 en el que se emplearon gatos planos Freyssinet. Una vez terminados los voladizos contiguos y ya estabilizados, mediante cables de continuidad, se cortan los cables verticales de presfuerzo provisional, quedando en contacto las placas de los apoyos móviles definitivos.

Las placas inferiores de todos los apoyos móviles - quedaron centradas con el eje de las pilas, mientras que las - superiores se colocaron con cierta excentricidad respecto de - las primeras. Se calcula que, una vez que se produzcan todas - las deformaciones de la superestructura por efecto de los es - fuerzos de compresión debidos a los presfuerzos y la contrac - ción por flujo plástico del concreto, ambas placas coincidirán con el eje del tablero, para lo que deberá transcurrir un pe - ríodo de 5 años, aproximadamente.

MONTAJE Y FIJACION DEL CARRO MOVIL DE COLADO.

Terminada la dovela sobre pila, se montan los dos ca rros móviles, que consisten en estructuras metálicas a base de viguetas y que se conectan entre sí mediante piezas llamadas - "cross member". Este dispositivo está construído de manera -- que la mitad del carro descansa sobre el tablero y la otra que de en voladizo, alojando los moldes y plataformas de trabajo - necesarios para el colado de la siguiente dovela. El montaje de los carros se hace por secciones con la ayuda de grúas mon - tadas sobre orugas en el resto de los apoyos. Fig. IV-11.

COLADO DE LAS DOVELAS SIMETRICAS.

A continuación se introducen, en la cimbra sujeta al carro móvil, el acero de refuerzo previamente habilitado, los-

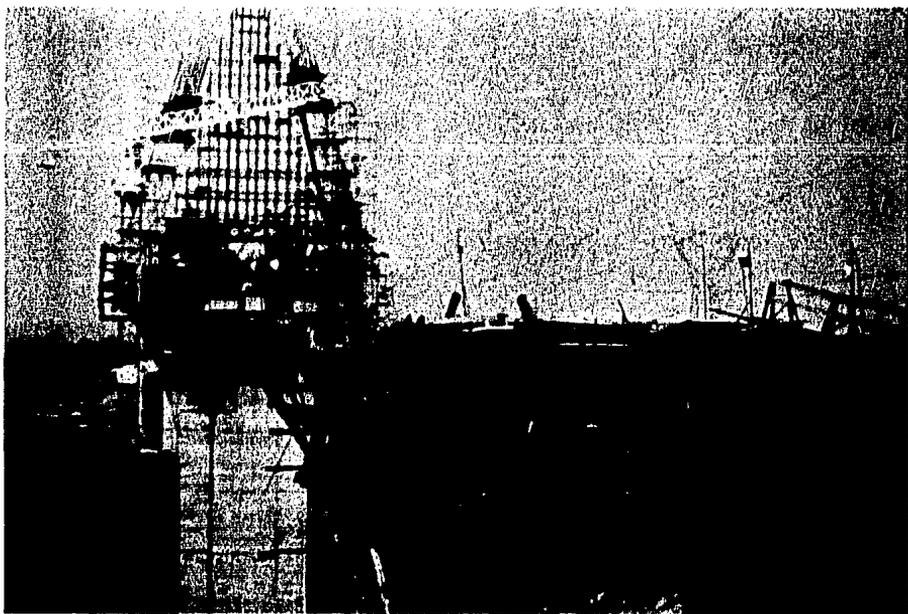


FIG. IV.10 - COLADO DE LA 1a. DOVELA SOBRE PILA .



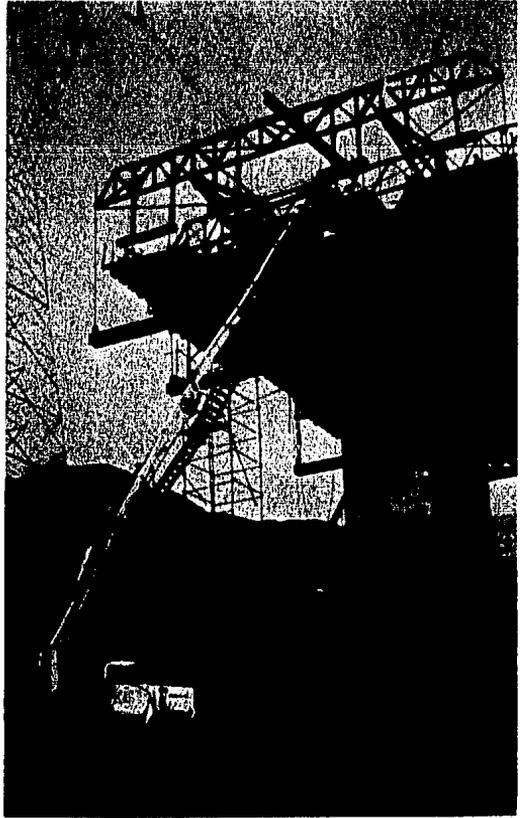
FIG. IV.11 - MONTAJE Y FIJACION DEL CARRO MOVIL DE COLADO

ductos para el acero de presfuerzo y los elementos precolados que alojan los anclajes del presfuerzo y las tornapuntas. Mediante bombeo y el uso de grúas, se lleva a cabo el colado de las dos dovelas simétricas en voladizo, simultáneamente. Con el objeto de poder colar una dovela a la semana, se diseñó un concreto con aditivo fluidizante que permitiera aumentar el revenimiento del concreto a 10-12 cm en lugar de los 3-4 cm de proyecto, con lo que se logró una mejor colocación en la sección de la dovela, que es relativamente delgada y con fuerte densidad de acero de refuerzo y presfuerzo. Esto permitió obtener, además, una resistencia del 80% de la de proyecto ($f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$) en un lapso de 36 horas, para tensar inmediatamente el acero de presfuerzo. Fig. (V-12).

TENSADO DE LOS ELEMENTOS DE PRESFUERZO.

El tensado de los cables transversales y de los longitudinales hasta las 4as. dovelas simétricas, se hace por un solo extremo y de ahí en adelante por ambos. Luego de tensar todos los cables y proceder a su lavado, se inyecta una lechada de cemento mediante bombas de inyección con agitadores y se verifica que no exista comunicación entre los diferentes ductos. Fig. IV-13.

**FIG. IV.12 - COLADO DE LAS DOVELAS
SIMÉTRICAS.**



**FIG. IV.13 - TENSADO DE LOS CABLES
DE PRESFUERZO.**



DESPLAZAMIENTO HACIA ADELANTE DEL CARRO MOVIL DE COLADO.

Mediante el uso de gatos y tirfors se empujan los carros de colado hacia adelante, quedando listos para el colado de la siguiente dovela en voladizo. Estas maniobras se realizan con mucho cuidado para evitar la posibilidad de caída del carro móvil, sobre todo cuando la pendiente es descendente.

Fig. IV-14.

REPETICION DEL CICLO CUANTAS VECES SEA NECESARIO.

Las actividades descritas anteriormente se repiten - las veces que sea necesario hasta empalmar con el voladizo que procede del apoyo contiguo, lo cual se lleva a cabo mediante - una dovela de cierre. Al realizarse estas actividades, conforme aumenta la longitud del voladizo, se deberá llevar un control en cuanto a niveles y posición, de manera que se cumplan las condiciones de proyecto. Fig. IV-15.

DESMONTAJE DEL CARRO MOVIL DE COLADO.

Por último, una vez que se ha colado la dovela de cierre, se desmontan los carros móviles de colado lo más cerca posible a los apoyos, con el objeto de evitar impactos o desequilibrios de carga en los extremos. Fig. IV-16.

FIG. IV.14 - DESPLAZAMIENTO HACIA
ADELANTE DEL CARRO
MOVIL DE COLADO.

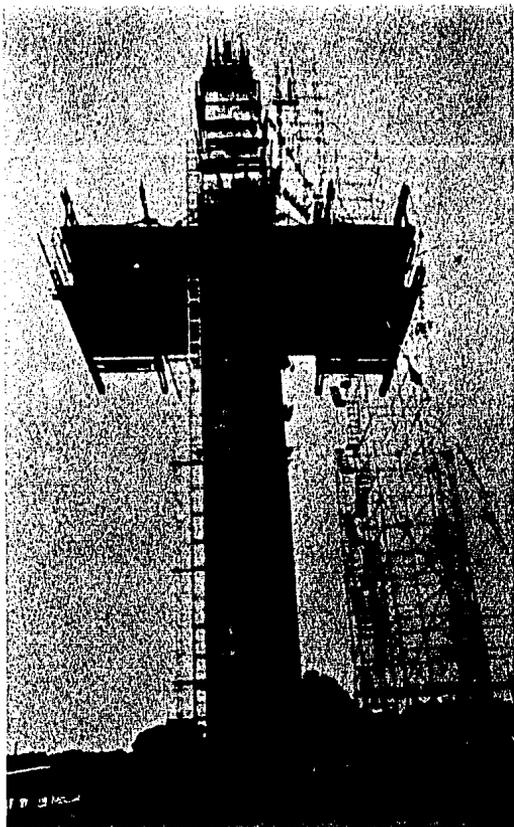
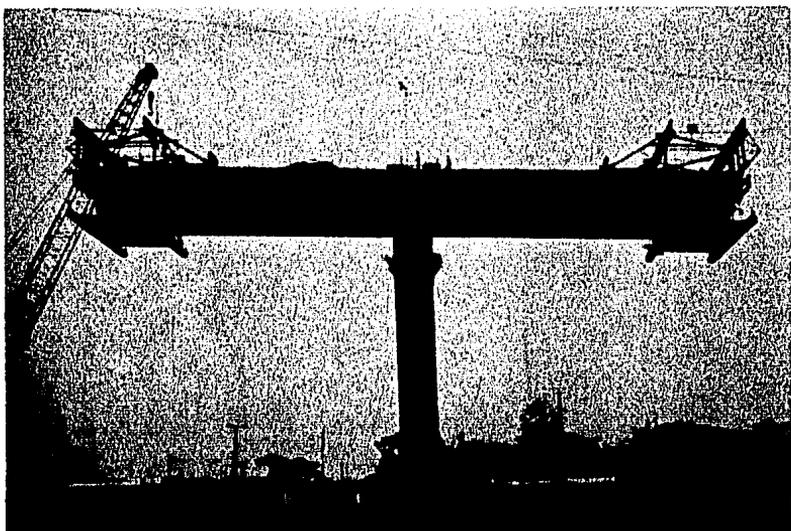


FIG. IV.15 - REPETICION DEL CICLO.



En este puente y debido a la ubicación asimétrica de los apoyos 7 a 13 fué necesario construir 5 dovelas en desequlibrio en los tramos 7-8, 9-8, 11-12 y 13-12. Para el colado de las dovelas en desequilibrio del tramo 9-8, se realizó la siguiente secuencia de actividades:

- en primer lugar se tuvo como condición que se hubiera efectuado al cierre del claro 9-10; sin embargo, cuando se construyeron dichas dovelas, además del cierre indicado se contó con el claro 10-11 también cerrado;
- se utilizó un sistema provisional de atirantamiento apoyándose sobre un mástil integrado por dos columnas metálicas conectadas entre sí con elementos transversales, las cuales se encuentran articuladas en su base. Este mástil se apoyó sobre el eje de la pila 9 y para darle estabilidad, antes de colocar el primer tirante, se contraventeó con cables provisionales. Fig. IV-17.
- inicialmente fueron coladas 2 dovelas, aplicando para su estabilidad un presfuerzo provisional mediante cables anclados en el voladizo ya construído a partir de la pila 9;
- en tales condiciones se instaló el primer tirante que consta de 2 sistemas de cables cada uno, anclándolo al cabezal de las columnas del mástil, constituidos por 12

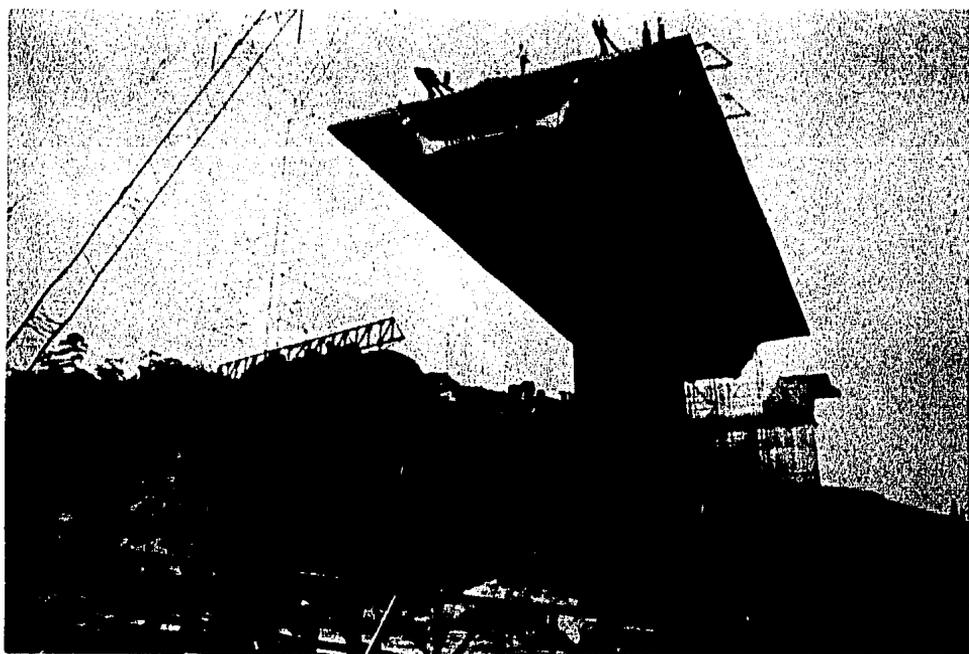


FIG. IV.16 - DESMONTAJE DEL CARRO MOVIL DE COLADO.

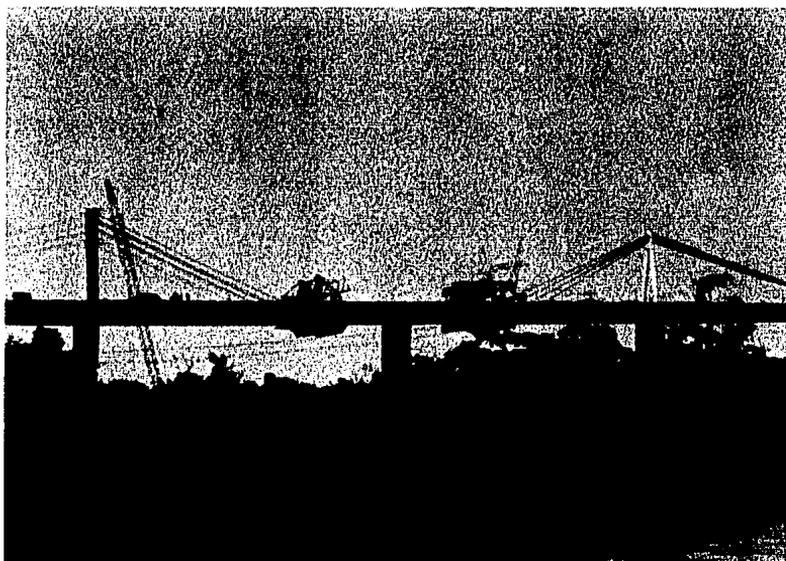


FIG. IV.17 - TRANOS EN DESEQUILIBRIO.

torones de 13 mm de diámetro. A su vez, se conectó el mástil con otro tirante en el lado opuesto anclado a la dovela sobre pila 10;

- para transmitir el efecto de los tirantes a las almas del tablero de la superestructura, se colocaron unas tornapuntas verticales presforzadas provisionales, entre la losa superior y la unión de la losa inferior con las almas;
- el ciclo se repitió hasta terminar las 5 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 los demás tramos en desequilibrio se siguió una secuencia semejante a la anterior, siendo necesario tener cerrados los tramos contiguos.

Los tramos adyacentes a los estribos 1 y 15 se construyeron utilizando obra falsa convencional.

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION DEL TRAMO ATIRANTADO.

Una vez que ha sido tensado el primer tirante, se vuelan en voladizo las siguientes tres dovelas y se coloca el carro móvil de colado en posición para colar la cuarta. En este punto se procede a tensar el segundo tirante, que se ancla a la segunda dovela colada en voladizo. Este proceso se continúa hasta completar los 17 tirantes del tramo, con lo que se llega a la dovela de cierre. Finalmente, después de que esta dovela ha sido colada, se aplica un presfuerzo de continuidad y se dá por terminada la construcción del tramo. Fig. IV-18.

Ahora bien, al hablar de la distribución longitudinal de los cables de presfuerzo de este tramo, conviene clasificarlos en cuatro diferentes sistemas, los cuales son:

- 1) Cables definitivos superiores.
- 2) Cables cíclicos provisionales.
- 3) Cables definitivos inferiores.
- 4) Cables de continuidad.

Los cables definitivos superiores se colocaron a partir de las pilas 4 y 5, la mayoría en forma simétrica, hacia ambos lados de las mismas.

A partir de la 3a. dovela, hacia el lado de tierra, se dispuso de 2 grupos de cables cíclicos provisionales (cada uno formado por 6 cables) y de un cable adicional. Por el otro lado (lado agua), se tuvieron 5 grupos (también formados por 6 cables) y un cable adicional, partiendo de la 3a. dovela de dicho lado. Cada uno de estos cables comprimen 7 dovelas y, para ejemplificar cuál es su distribución, explicaremos la del lado agua. El primer cable del primer grupo se ancló en las dovelas 3 y 9; el segundo en las dovelas 4 y 10 y así sucesivamente hasta terminar el primer grupo (dovelas 8 y 14). El primer cable del segundo grupo se ancló en las dovelas 9 y 15 y, de la misma forma, se anclaron los demás cables del grupo hasta las dovelas 14 y 20. Se procedió igual con los restantes 3 grupos hasta llegar a la dovela 39, última colada en voladizo antes del cierre. Como puede observarse, fué necesario anclar 2 cables en cada dovela, por los que, en los mogotes superiores y laterales de las mismas, se dispuso de ductos de trayectoria parabólica que se cruzan al centro.

El sistema de cables definitivos inferiores se localiza a partir de las pilas 4 y 5, comprendido entre las dovelas 17 del lado tierra y 7 del lado agua.

Finalmente, el sistema de cables inferiores de continuidad se localiza entre las pilas 4 y 5, desde las dovelas 16 a la 33 y se tensaron una vez que la dovela de cierre había sido colada. Lo mismo se hizo con los cables definitivos superiores

riores localizados entre las dovelas 23 a 39.

Cada uno de los sistemas de cables mencionados tuvo un orden de tensado de acuerdo a la secuencia de construcción; ahora bien, el destensado de los cables provisionales estuvo sujeto a la puesta en tensión de los tirantes y al cierre del claro principal 4-5. La mayoría de estos cables se destensaron una vez aplicado el presfuerzo de continuidad.

En otro orden de ideas, nos referiremos ahora al sistema de instalación de los tirantes, de acuerdo a la siguiente secuencia de actividades:

- 1.- Colocación de los tubos de protección de los tirantes.
- 2.- Insertado de los torones.
- 3.- Tensado de los tirantes.
- 4.- Inyección de lechada.

COLOCACION DE LOS TUBOS DE PROTECCION DE LOS TIRANTES.

Cada tirante cuenta con tres ductos de transición. El primero de ellos es curvo y atraviesa a determinado nivel el mástil de las pilas 4 y 5; los otros dos, son rectos y atra

viesan cada uno de los mogotes de las dovelas simétricas a las que se ancla el tirante. Como está prevista la reposición eventual de los tirantes, cada ducto de transición está alojado en tubos moldes de mayor diámetro, existiendo entre ellos un sellamiento a base de resina epóxica. Los ductos de transición tienen un espesor de 15 mm para que estructuralmente puedan resistir el momento flexionante ocasionado por las vibraciones y así los esfuerzos que tomen los torones sean mínimos.

Una vez colocados los tubos de transición, se colocaron entre su parte superior e inferior, los tubos de protección correspondientes a los tirantes 1 y 2; para ésto, se emplearon unos carros que permitieron sujetarlos y desplazarlos hasta alcanzar la longitud del proyecto. Esta operación se efectuó con ayuda de una grúa móvil y de un malacate para jalar los carros mediante un cable que pasó por una polea situada en el mástil en un lugar cercano a la posición final de estos tubos.

A diferencia de los anteriores, los tubos de protección no registran momento flexionante alguno, por lo que su espesor podría haber sido mínimo; sin embargo, se optó por darle 7 mm de espesor, suficientes para proteger los torones de los efectos corrosivos del medio ambiente.

Para la instalación de los tubos de protección de

los tirantes 3 a 17 se emplearon unos dispositivos especiales conocidos como "bicicletas" y que se apoyan en los dos tubos inmediatos anteriores. Cada uno de estos dispositivos consta de una estructura que cuenta con una base que tiene tres rodillos. Estos rodillos se deslizan sobre el tubo precedente al que se está colocando. En la parte inferior de estos rodillos se localizan unas prolongaciones de estabilización que se ensartan en la tubería anterior a la que sirve para el deslizamiento de la bicicleta. De esta manera se evita el volteamiento durante su recorrido.

Sobre el tubo de rodamiento se colocaron 2 bicicletas separadas 5 m, unidas por un cable. Sobre éstas se colocó el primer tramo de tubo con la inclinación que debería tener en su posición final (próxima al mástil). Este conjunto fue jalado por un malacate por medio de un cable que pasa por una polea situada en el mástil en un lugar cercano a su posición definitiva, hasta su posición final. De esta forma, la parte posterior del tramo se ubica entre dos andamios tubulares donde se efectuó la soldadura con el tramo siguiente de tubo. A continuación, una grúa procedió a izar el siguiente tramo, al que se le colocó un acoplador metálico que se enchufó a la parte posterior del primer tubo. Este segundo tubo se apoya sobre las bicicletas, separadas 12 m y unidas por un cable de la misma longitud. Terminada la soldadura de estos elementos, se repitió el ciclo y se continuó sucesivamente hasta instalar la longitud total necesaria.

Al finalizar esta operación, el tubo de protección queda separado de las transiciones, para colocar las conexiones respectivas, una vez insertados los torones.

INSERTADO DE LOS TORONES.

Para las maniobras de insertado de torones y las conexiones de los tubos de transición y los tubos coples se colocaron 8 plataformas de trabajo provisionales: 2 a los lados de los tirantes y 2 a cada lado del mástil. Estas plataformas - dispuestas de tal forma, permitieron contar con 4 niveles de operación, ya que se pueden izar gracias a un malacate situado sobre la calzada del puente.

El insertado de los torones se hizo mediante una máquina lanzadora colocada del lado tierra; previamente, en el espacio que existe entre la tubería de transición y la de protección, se colocó un disco de plástico con tantas perforaciones como torones tiene el tirante, para clasificarlos numéricamente y garantizar que su trayectoria fuera paralela y no tuviera torceduras.

Una vez que el torón atravesó la clasificadora, se le instaló en la punta un casquete tipo bala. Al operar la lanzadora, se impulsa el torón al lado agua y, al pasar 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 de ésta y la lanzadora sea la longitud total del tirante, incluyendo la longitud necesaria para el anclaje en los gatos.

A continuación, se corta el torón con una segueta eléctrica a paño con la lanzadora y se repite la operación de insertado en la misma forma descrita, pero en sentido opuesto, es decir, del lado agua hacia el lado tierra.

TENSADO DE LOS TIRANTES.

El tensado se llevó a cabo simultáneamente por los dos extremos del tirante, jalando todos los torones que lo componen a la vez. Para esta maniobra se utilizaron dos gatos hidráulicos K-1,000 de 1,000 ton. de capacidad.

Tomando en cuenta el número de torones que componen cada cable, el anclaje se efectuó en placas distribuidas en tres niveles diferentes, con ésto se evitaron posibles fenómenos de fatiga que hubieran afectado al tirante. Los torones se anclaron a las placas por medio de una serie de cuñas que tienen en su parte interna estrías para sujetar los más eficientemente.

En algunas ocasiones, la tensión que se le dá a un tirante durante la construcción, es menor a la que tendrá en condiciones de servicio. Esto hace necesario dar a la lechada de protección una compresión de magnitud tal, que impida que dicha lechada pudiera trabajar a tensión, lo que provocaría su agrietamiento y, por lo tanto, perdiera su utilidad como protección de los tirantes al permitir el paso de agua.

De tal suerte, fué necesario efectuar los siguientes trabajos:

1.- Sobretensión del tirante con un valor mínimo igual a la diferencia de la tensión máxima de servicio, menos la tensión al momento de inyectar la lechada.

2.- Inyección de la lechada, dentro del tubo de protección del tirante.

3.- Destensión del tirante del mismo valor que la sobretensión, cuando la lechada alcanza su resistencia.

La acción del tirante provoca una componente horizontal que comprime las dovelas precedentes a dicho tirante y una componente vertical que se distribuye en las tornapuntas inclinadas presforzadas del tablero. De tal suerte, la dovela es sustentada de las intersecciones de la losa inferior y las tor

napuntas. Esto hace que el tablero sea estable bajo cualquier condición de carga sobre el mismo.

El tensado de los tirantes se efectuó dando, en primer lugar, un 50% a las tornapuntas, después un 50% al tirante, en seguida otro 50% a las tornapuntas y finalmente se tensó -- totalmente el tirante. Fig. IV-19.

INYECCION DE LA LECHADA DE PROTECCION.

La inyección correcta de la lechada en los tubos de protección es fundamental, pues de ello depende la vida útil - de los tirantes.

Fué necesario emplear una lechada con una dosificación adecuada para evitar el fenómeno de exudación. La exudación dá lugar a una sedimentación al entrar en contacto un material en polvo y uno líquido y, con ésto, la lechada en su parte alta pierde sus propiedades. Se emplearon, además, aditivos retardantes y estabilizadores de volumen, con objeto de evitar taponamientos y sedimentación o contracción de la lechada.

Para la inyección se emplea un equipo similar al utilizado en los cables de presfuerzo y se efectúa de abajo hacia arriba en forma simultánea, a partir de ambos extremos del ti-

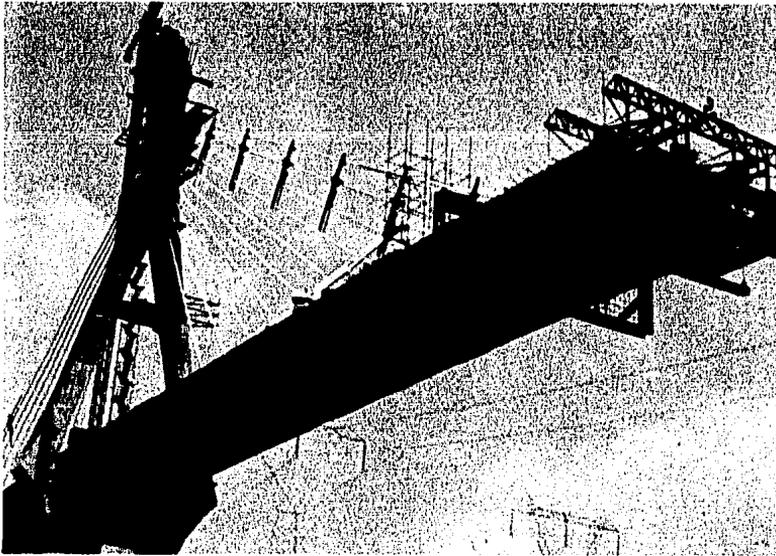


FIG. IV.18 - CONSTRUCCION DEL TRAMO ATIRANTADO.

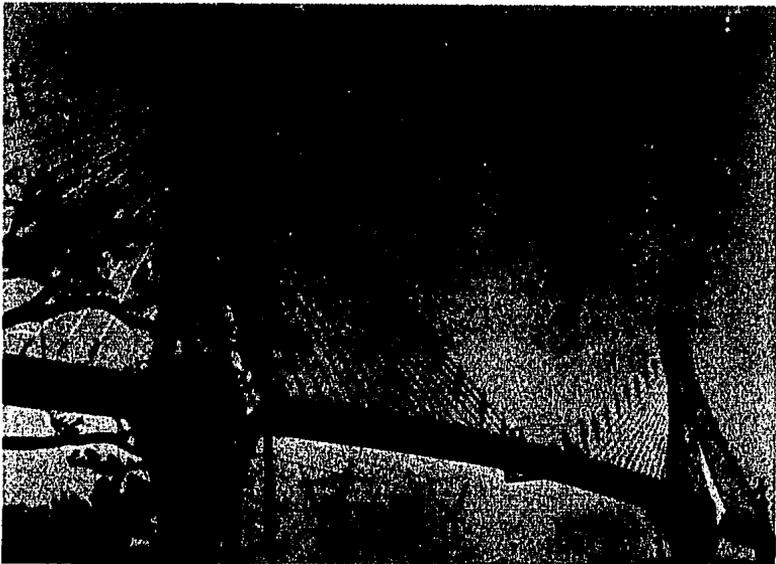


FIG. IV.19 - CIERRE DEL TRAMO ATIRANTADO 4-5.

rante. Se lleva a cabo durante la noche, para aprovechar la -
temperatura baja, tanto del ambiente como del tirante. El agua
de la mezcla se enfría con hielo, así como la lechada ya fabri_
cada. La resistencia especificada para esta lechada es de
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

CAPITULO V.

CONCLUSIONES.

En los capítulos anteriores se han discutido diversos aspectos de la construcción de puentes, tanto en nuestro país, como en el resto del mundo. En forma por demás resumida se ha tratado de explicar la evolución en las técnicas constructivas desde los tiempos más remotos hasta nuestros días, con el objeto de comprender el origen de las tecnologías que actualmente se encuentran en boga.

Lo anterior nos ha llevado a analizar el uso de estructuras atirantadas como una de las variantes que permiten hoy en día, salvar grandes claros en forma económica, segura y funcional. Dentro de este orden de ideas, hemos hecho énfasis en el estudio de los puentes atirantados con estructura de concreto, que permiten salvar claros entre los 150 y los 460 m en forma óptima, particularmente si se requieren tableros de poco peralte, pero con una gran estabilidad aeroelástica.

Como un ejemplo ilustrativo de esta técnica, se desarrolló a continuación el tema de los procedimientos de construcción empleados en el puente ING. ANTONIO DOVALI JAIME, conocido más comúnmente con el nombre de puente COATZACOALCOS II.

Una obra de tal magnitud presenta una serie de problemas tanto en la fase de diseño, como en la de construcción, destacando - entre ellos:

- Se deberá llevar a cabo una estricta selección y control de calidad de los materiales utilizados para garantizar una adecuada vida útil de la estructura.
- Dificultades en la construcción, en particular, el problema de la estabilidad de los dobles voladizos (tomando en cuenta el viento, los sismos, los errores e imprecisiones de ejecución, etc).
- Dificultades en el cálculo, en especial, la estabilidad aerodinámica del tablero y de los tirantes, de los mástiles, los efectos de las deformaciones del concreto, la estabilidad de las pilas, etc.
- Definición de las hipótesis básicas en lo referente al sismo, incluyendo el análisis de respuesta del suelo.
- Se deberán aplicar adecuadamente y bajo estricta supervisión las diferentes tecnologías que se utilizan durante la construcción como son las de anclaje, las de presfuerzo, tensado de los cables, etc.

B I B L I O G R A F I A

VARGAS, Froylán

Construcción de un nuevo puente en el río Coatzacoalcos
C.I.C.M., Ediciones especiales, No. 2, 1982, México.

TROITSKY, M.S.

Cable stayed bridges

Crosby Lockwood Staples, London, 1977.

PODOLNY, Walter Jr.

Cable stayed bridges: a current review

Annals of the N.Y. Academy of Sciences, V. 352, Long-span bridges, N.Y. Academy of Sciences, 1980.

LIN, T.Y. y REDFIELD, Charles

State of art in cable stayed bridges with concrete deck structure

Idem.

PODOLNY, Walter Jr.

Evolution of concrete cable stayed bridges en

"Concrete International", V. 3, Núm 8, Aug. 1981

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES (SAHOP)

Reseña Histórica acerca de los puentes

Revista "Ingeniería Civil", C.I.C.M., Marzo-Abril 1981,
No. 218.

BROM, Juan

Esbozo de Historia Universal

Tratados y Manuales Grijalvo, 12a. edición México
Ago. 1976.

SANCHEZ, S. Adolfo
Proyecto y construcción de puentes en México
Idem.

PAULIK, L.,
Resumen de la Conferencia "El puente Coatzacoalcos II"
Sogelerg, Ings., Runois-Cedex, France.

SANTANA, M. Agustín
Notas de la residencia regional de puentes
S.C.T., 1984.