

Nº 36  
REJ



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL  
PUENTE MEZCALA”

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A :  
**SALVADOR ESTURAU ESCOFET**



MEXICO, D. F.

1992

FALLA DE ORIGEN



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## INDICE.

	Página
INTRODUCCION.	4
<b>Cap. I.- Generalidades sobre puentes atirantados.</b>	<b>6</b>
I.1.- Arreglo de los cables.	7
I.2.- Posición de los cables en el espacio.	9
I.3.- Tipos de mástiles.	12
I.4.- Tableros y vigas principales.	14
I.5.- Ventajas estructurales de los puentes atirantados.	17
I.6.- Puentes atirantados con estructuras de concreto.	19
I.7.- Puentes atirantados con estructura de acero.	20
I.8.- Experiencia en puentes atirantados carreteros en México.	22
- Puente Coatzacoalcos II.	22
- Puente Tampico.	24
I.9.- Puentes atirantados en la autopista Cuernavaca-Acapulco.	25
- Puente "Barranca el Zapote."	25
- Puente "Barranca el Cañón."	28
- Puente "Quetzalapa."	28
<b>Cap. II.- Descripción del proyecto autopista Cuernavaca-Acapulco.</b>	<b>32</b>
II.1.- Antecedentes.	34
II.2.- Características de la nueva autopista.	35
II.3.- Descripción de las obras.	37
II.4.- Volumen de la obra.	38

II.5.- Recursos e insumos.	40
II.6.- Esquema de financiamiento de la obra.	41
II.7.- Impacto regional y local.	42
<b>Cap. III.- Proyecto ejecutivo.</b>	<b>44</b>
III.1.- Localización.	45
III.2.- Objetivo.	45
III.3.- Justificación.	45
III.4.- Descripción del proyecto.	47
III.5.- Descripción de la estructura.	47
a) Subestructura.	49
-Estribo 1.	49
-Pila 2.	50
-Pila 3.	53
-Pila 4.	58
-Pila 5.	58
-Pila 6.	59
-Estribo 7.	60
b) Superestructura.	61
-Dovelas.	61
-Losa y pavimento.	61
-Tirantes.	61
III.6.- Obras complementarias.	64
-Camino Xalitla-San Francisco	64
-Planta Ross.	64
-Planta potabilizadora.	66

-Planta trituradora.	68
-Puente Pontones.	67
<b>Cap. IV.- Procedimiento constructivo de la cimentación.</b>	<b>69</b>
IV.1.- Excavaciones.	71
IV.2.- Zapatas.	74
<b>Cap. V.- Procedimiento constructivo de la subestructura.</b>	<b>75</b>
V.1.- Cimbra autotrepante.	76
V.2.- Grúa trepadora.	79
V.3.- Co'aco de la transición.	79
V.4.- Colado del mástil.	81
<b>Cap. VI.- Procedimiento constructivo de la superestructura.</b>	<b>84</b>
VI.1.- Sand-blast y pintura.	85
VI.2.- Soldadura de dovelas.	87
VI.3.- Sistema de empuje.	88
VI.4.- Procedimiento de empujado.	88
VI.5.- Sistema de izaje.	95
VI.6.- Procedimiento de izaje.	97
VI.7.- Procedimiento de tensado de los tirantes.	99
<b>COMENTARIOS Y CONCLUSIONES</b>	<b>105</b>

## INTRODUCCION.

Desde que el hombre habita el mundo, los Puentes son la expresión de su voluntad de superar los obstáculos que encuentra en su camino, son testimonio de progreso, poder y decadencia. Nos hablan de la cultura de los pueblos y de su mentalidad, desde la obra modesta, solamente funcional, hasta el monumento de formas perfeccionadas, que expresan así, el impulso de los hombres creadores de todos los tiempos; fuerza motriz que nos ha deparado el desarrollo vertiginoso de la tecnología moderna, y debido al cual los Puentes son cada vez más amplios y bellos.

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 Mezcala, sobre el Río del mismo nombre, afluente del Río Balsas.

Por la naturaleza del proyecto y las altas especificaciones establecidas, la realización de la autopista Cuernavaca-Acapulco implica la construcción de voluminosos cortes y teraplones, largos túneles y puentes tan variados en técnicas como en tamaños.

Con el objeto de dar un fundamento de manera general, en el capítulo 1 se introduce el estudio de los Puentes atirantados, así como una breve descripción tanto de los dos grandes Puentes carreteros ya construidos en México, el Coatzacoalcos II y el Tampico, como de los que se construyen actualmente en la autopista sobre las barrancas El Cañón, El Zapote y el Quetzalapa aunque ninguno de todos éstos se aproxima a las dimensiones del ya mencionado Mezcala.

En el capítulo 2, en forma por demás resumida, se explica el proyecto de la autopista Cuernavaca-Acapulco, por ser el Puente Mezcala parte importante de ésta.

El capítulo 3, está dedicado en su totalidad al Puente Mezcala, mencionando los aspectos más importantes del proyecto ejecutivo, el cual comprende más de seiscientos planos, y que obviamente sería muy difícil incluirlos en su totalidad, además de innecesario para los fines académicos de este trabajo.

En los capítulos 4, 5, y 6 se detallan los procedimientos constructivos para la cimentación, subestructura y superestructura respectivamente.

Finalmente se presentan una serie de comentarios y conclusiones sobre el tema expuesto en este trabajo.

## **CAPITULO I**

### **GENERALIDADES SOBRE PUENTES**

#### **ATIRANTADOS.**



## **CAP. I.- GENERALIDADES SOBRE PUENTES ATIRANTADOS.**

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 es soportado por los cables o tirantes.

En los puentes suspendidos comúnmente llamados colgantes, 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 posición de la carga.

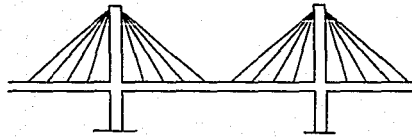
Los cables inclinados de los puentes atirantados sostienen al tablero directamente, proporcionando, así, soportes relativamente rígidos en varios puntos del claro.

Actualmente los puentes atirantados tienen un sistema tridimensional consistente en vigas principales, cables atirantados, tableros ortotrópicos y mástiles trabajando a compresión permanentemente.

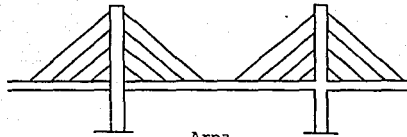
### **I.1.- Arreglo de los cables.**

De acuerdo al arreglo longitudinal de los cables, los puentes atirantados se pueden clasificar en los cuatro sistemas mostrados en la Fig. I.1.

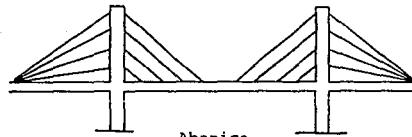
- 1.- Sistema radial o convergente.
- 2.- Sistema en paralelo o en arpa.
- 3.- Sistema en abanico.
- 4.- Sistema en estrella.



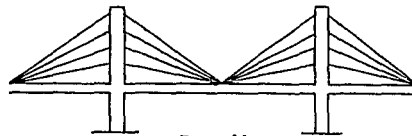
Convergente.



Arpa.



Abanico



Estrella.

Fig. I.1.- Arreglo de los cables.

**-Sistema radial o convergente.**

En este sistema todos los cables están dirigidos hacia la punta del mástil de sustentación. Estructuralmente, es el mejor sistema, ya que permite alcanzar la máxima inclinación de los cables sobre la horizontal y de esta forma requiere 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 super estructura. Debido a que varios cables son anclados en la punta del mástil, los soportes trabajan en condiciones sumamente críticas, haciendo complejo su diseño.

**-Sistema en paralelo o en arpa.**

En el sistema en paralelo o en arpa, 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.

**-Sistema en abanico.**

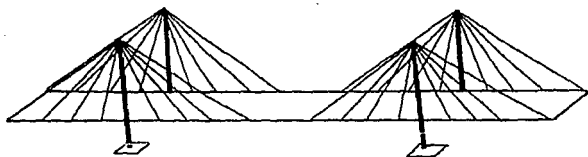
Este sistema surgió como una modificación del sistema en arpa. Las fuerzas de los cables son pequeñas de tal manera que se pueden utilizar cables muy simples.

**-Sistema en estrella.**

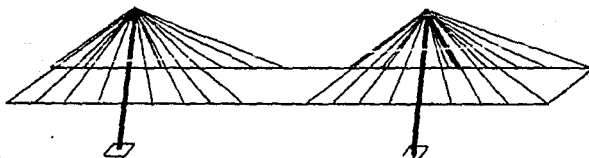
Desde un punto de vista estético es conveniente pero contradice el principio de que los puntos de unión de los cables deben estar lo mejor distribuidos a lo largo de la viga principal.

## **1.2.- Posición de los cables en el espacio.**

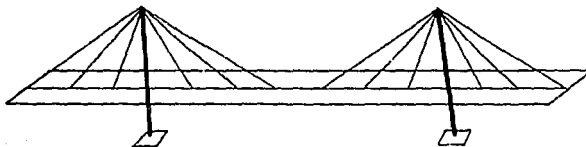
Son diferentes las posiciones que pueden adoptar los planos en los que están colocados los cables en el espacio, existen dos sistemas básicos: el monoplanar y el biplanar, (Fig. 1.2).



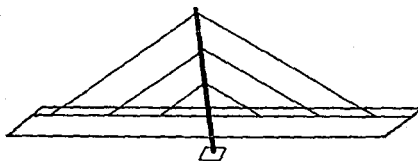
Dos planos verticales



Dos planos inclinados



Sistema monoplanar



planos asimétricos

Fig.1.2.- Posición de los cables en el espacio.

-Sistema monoplanar.

Este es un sistema en el que los puentes sólo tienen un plano vertical de tirantes a lo largo del eje longitudinal de la superestructura. El arreglo requiere de vigas principales de sección cajón, con considerable rigidez para evitar las deformaciones en la sección transversal debido a cargas excéntricas.

-Sistema biplanar.

Consiste en dos planos de tirantes, pudiendo ser planos verticales o planos inclinados.

a) 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, ya que el área del tablero no se ve obstruida por la presencia de cables y mástiles, 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 cantilvers 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 manera una parte del área del tablero se desperdicia y para compensarla se puede aumentar el ancho.

b) sistema biplanar con planos inclinados .

En este sistema 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 en el tablero.

### **1.3.- Tipos de mástiles.**

En la figura 1.3 se muestran los tipos de mástiles más usuales:

- 1.- Mástil en forma de portal trapezoidal.
- 2.- Mástiles gemelos.
- 3.- Mástiles en forma de "H".
- 4.- Mástiles en forma de "A" o "Y" invertida.
- 5.- Mástil sencillo.

Por otra parte, existen tres soluciones de acuerdo a la forma de soporte del mástil.

a) Mástil fijo a la cimentación.

En este caso se incrementa la rigidez de la estructura pero se producen grandes momentos flexionantes en el mástil.

b) Mástiles fijos a la superestructura.

En el caso de los puentes construidos 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, estos últimos deberán resistir las fuerzas horizontales adicionales debidas al incremento de la fricción en los apoyos.

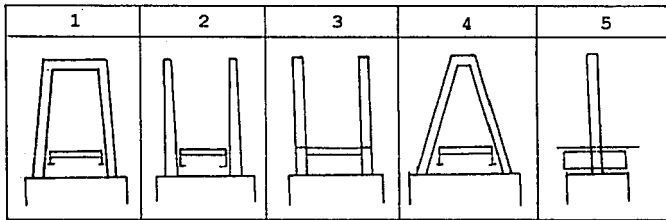


Fig.I.3.- Tipos de mástiles.

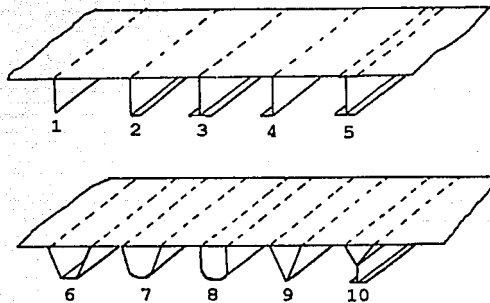


Fig. I.4.- Nervaduras utilizadas para tableros.

**c) 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 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. Ellos deberán diseñarse como elementos sujetos a compresión y momento flexionante en ambas direcciones. 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 no para el análisis del pandeo en la dirección transversal.

**1.4.- Tableros y vigas principales.**

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 alirantados poseen tableros ortotrópicos que difieren entre sí, exclusivamente en la sección de sus nervaduras longitudinales y en el espaciamiento de las vigas principales.

Ejemplos típicos de nervaduras utilizadas se pueden ver en la figura 1.4.

Existen básicamente tres tipos de vigas principales, las constituidas por elementos de acero, denominadas armaduras, y las vigas de concreto reforzadas o presforzadas.



### 1.-Elementos de acero, (Fig. 1.5).

Los puentes construidos bajo este sistema se dividen en:

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

Los puentes construidos con secciones cajón últimamente han sido más utilizados, por que tienen la ventaja de presentar una mayor rigidez a la torsión que los puentes construidos con sección I.

### 2.-Armaduras.

A pesar de que las armaduras presentan la ventaja de una mejor apariencia, su uso se ha visto notablemente abandonado durante la última década debido a que requieren de un largo proceso de fabricación y de un intenso mantenimiento. De esta forma, salvo casos excepcionales, una sección de acero es más conveniente, tanto desde el punto de vista económico como estético.

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

### 3.-Vigas de concreto reforzadas o presforzadas.

En la década de los 80, un gran número de puentes alirantados fueron construidos mediante tableros y vigas principales de concreto.

Este tipo de puentes, además de ser muy económico, presenta una rigidez adecuada y, por lo tanto, pocas deflexiones, y como el efecto del amortiguamiento es grande, se presenta un bajo nivel de vibración, (Fig. 1.6).

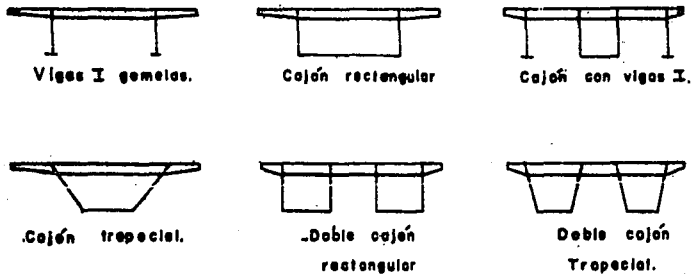


Fig. I.5.- Vigas principales de acero.

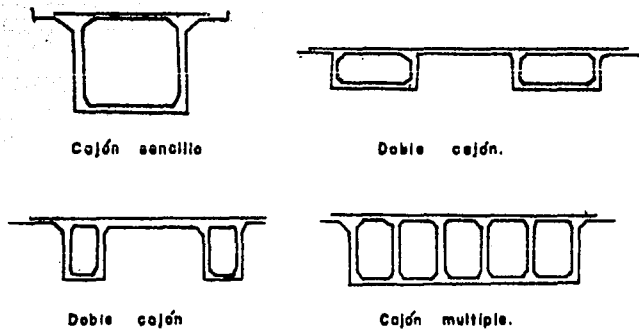


Fig. I.6.- Vigas principales de concreto.

### **1.5.- Ventajas estructurales de los puentes atirantados.**

Los puentes atirantados presentan un sistema especial consistente en elementos rigidizantes, tableros de acero o concreto y los soportes (mástiles y cables). La principal característica estructural 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 ortótropico, la placa atiesadora de gran sección transversal, actúa no sólo 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 tirantes o cables de acero.

La alternativa de construir puentes atirantados es bastante conveniente en el caso de puentes de grandes claros, desplazando, inclusive, a los llamados puentes suspendidos 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 460 m, mientras que para claros superiores son preferibles los puentes suspendidos, pero diseños recientes de puentes atirantados para tráfico carretero y ferroviario combinado, con claros de hasta 1300 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 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 que las obtenidas en los puentes atirantados debido 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. Por eso los puentes suspendidos necesitan una mayor rigidez del tablero para evitar esas deformaciones.

#### Cantidad de acero para los cables.

De acuerdo a los análisis desarrollados por los especialistas, los puentes suspendidos requieren casi el doble de cables de acero que los atirantados. Es por eso que estos últimos son preferibles para claros mayores de 200 m.

#### 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 un 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 necesitan 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.

## **I.6.- Puentes atirantados con estructura de concreto.**

Desde que renació el uso de los puentes atirantados en el año 1955, ya sea por razones técnicas o de otra índole, el acero estructural ha sido el material constructivo preferido por ingenieros especialistas. A pesar de ello, en 1957 el profesor Ricardo Moradí 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, el puente no se pudo construir como originalmente estaba concebido, modificándose su estructura reduciendo los claros a 235 m, en el año 1962. Sin embargo, actualmente está considerado como el primer puente moderno de concreto del tipo atirantado.

Antes de definir en detalle algunas ventajas, es importante comentar el hecho de que ni este tipo de puentes ni 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 rodeado por un conjunto específico de circunstancias deberá tomar en cuenta varios parámetros, así la selección de un material es en primer lugar, función de su disponibilidad y economía. El proceso para evaluar estos parámetros considerando varios tipos de puentes, deberá ser 100% confiable. 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 relación 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 un momento flexionante en la estructura del tablero, favorece el uso del concreto. La fuerza del atirantamiento produce un presfuerzo en el concreto permitiendo que trabajen de manera óptima.

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 ésta con la 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.

#### **1.7.- Puentes atirantados con estructura de acero.**

En algunos puentes surgió la necesidad de sustituir el concreto por algún tipo de piso más ligero, recurriendo así al empleo de las estructuras de acero.

Se creó un sistema de piso de placa de acero denominado ortotrópico, que consiste en conectar las traveses en su nivel superior mediante una placa, pero debido a la gran separación que regularmente tienen estas traveses, no estaría como es obvio en capacidad de soportar el tráfico pesado. Sin embargo, si estas planchas son atiesadas en el sentido longitudinal del puente, con nervaduras o costillas de acero soldadas, el claro del trabajo se reduce considerablemente y la capacidad aumenta hasta lograr niveles de trabajo adecuado.

Estas nervaduras a su vez no pueden librar estructuralmente los claros de la superestructura, por lo que se debe contar con piezas puente que se conectarán a las piezas o vigas principales, este sistema estructural se integra a las vigas principales como patín superior de las mismas.

El comportamiento de una placa atiesada en dos direcciones, es semejante a un cuerpo con distintas propiedades elásticas en dos direcciones perpendiculares, conocido como un cuerpo

ortogonal, anisotrópico; u ortótropico, que es la combinación de ambas palabras.

Es conveniente aclarar que los comentarios sobre las comparaciones siguientes son en términos muy generales, ya que las condiciones particulares varían 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 cuadrado del área del tablero contra la variación de la longitud del claro, en metros.

Manteniendo los demás parámetros constantes, el costo de la cimentación por metro cuadrado de tablero disminuye conforme aumenta el claro. Esto se debe 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 el suelo de la cimentación presenta poca resistencia, el costo de aquella 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 acero como para 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 para tableros de concreto, pero un mástil de concreto costará menos que una torre de acero equivalente, por lo que a menos que se usen mástiles de concreto para tableros de acero, el costo de éstos 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. Esto es válido tanto para el acero como para el concreto. esta sección mínima bastará para claros hasta de 300 m, más allá de los cuales la sección de concreto se incrementará gradualmente, mientras que el tablero de acero puede mantenerse casi constante en su sección mínima hasta los 360 m, después de los cuales la sección del tablero próxima a las pilas, deberá ser reforzada.

En términos generales el costo del tablero de concreto es menor al de tablero de acero. Tal diferencia es importante puesto que supera los ahorros en cables, mástiles y cimentaciones resultantes del tablero de acero más ligero; pero se equilibra al considerar los costos por rapidez y facilidad en la colocación de éste.

#### **1.8.- Experiencia de puentes atriantados carreteros en México.**

##### **Puente Coatzacoalcos II.**

Este puente se localiza a 20 km de la desembocadura del Río Coatzacoalcos en el Golfo de México, en un lugar conocido como Pueblo Nuevo; es el primer puente construido en México con un claro de 288 m, con una solución atriantada (Fig. 1.7a), fue también el primero en el que se utilizaron para la cimentación pilotes colados en el lugar, con diámetro de 2.5 m. Tiene una longitud total de 1,170 m formado por un tramo de 698 m con un claro central de 288 y un viaducto de 472 m en claros de 60.9 m.

La subestructura está constituida por pilas de concreto reforzado huecas, con sección rectangular, a excepción de las correspondientes al claro principal que son de sección variable.

La cimentación fue fundamentalmente de tipo profundo con pilotes de concreto y longitudes hasta de 30 m. En la parte del viaducto se emplearon cilindros de concreto reforzado de 6 m de diámetro con profundidades de hincado de 33 m; el espacio libre vertical mínimo, entre



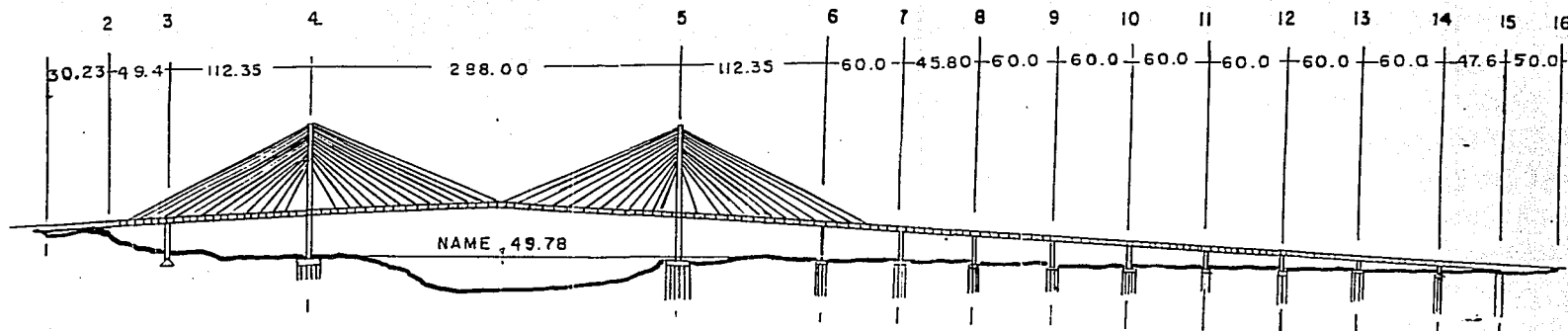


Fig. 1.7a.- Puente Coatzacoalcos II.

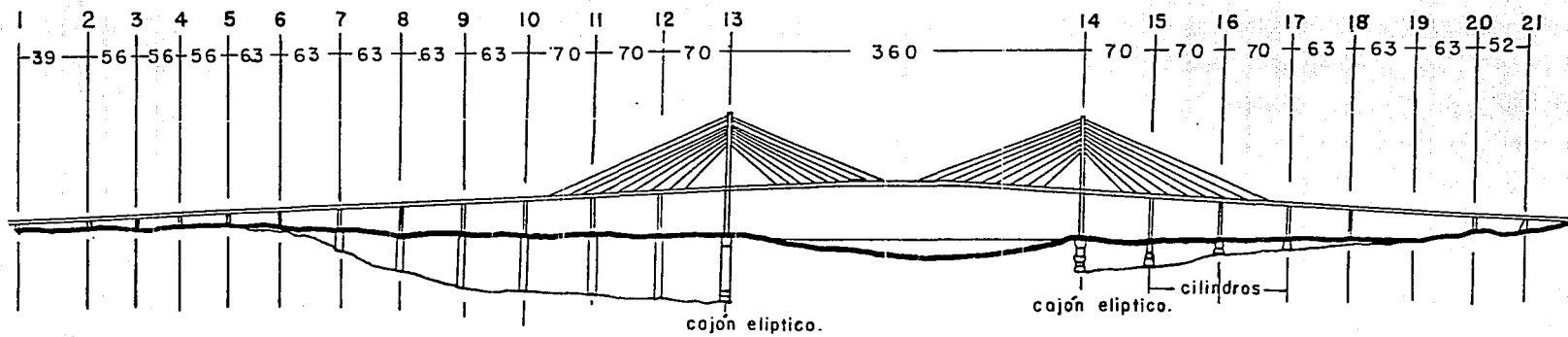


Fig. 1.7b.- Puente Tampico.

el nivel del agua y la superestructura es de 35 m para permitir el paso de las embarcaciones. La superestructura es de concreto preesforzado de sección cajón con peralte de 3 m y paredes inclinadas, el ancho total es de 18.10 m y aloja dos calzadas de circulación de 7 m para un total de cuatro líneas de tránsito separadas por un camellón central de 1.50 m y banquetas laterales. Su construcción se llevó a cabo por el sistema de doble voladizo, suspendiéndose el tramo central de 288 m y los laterales mediante 112 tirantes, constituidos por torones de acero de 15 mm.

### **Puente Tampico.**

El puente Tampico se localiza sobre el Río Pánuco, uniendo a las poblaciones de Tampico Tamaulipas, con Mata Redonda Veracruz.

La longitud total del puente es de 1,543 m, de éstos, 473 corresponden al viaducto de acceso por la margen izquierda, constituido por 8 tramos, uno de 39 m, tres de 56 m, cuatro de 63 m, y un voladizo de 14 m con una pendiente longitudinal de 4.86% y una parte en curva horizontal, (Fig. 1.7b).

El tramo principal tiene 878 m y está compuesto de varios claros, el mayor de 360 m. El viaducto de la margen derecha tiene un voladizo de 14 m, dos de 63 m y uno de 52 m con una pendiente longitudinal de 4.86%.

El atirantado es axial, del tipo medio abanico y compuesto por once tirantes formados con un mínimo de treinta y tres y un máximo de cincuenta y cinco torones.

Las pilas son de sección rectangular huecas con geometrías muy especiales y con una altura máxima de 124 m, la cimentación es de tipo superficial en los apoyos de los viaductos y profunda para el tramo principal, y está hecha de cilindros de concreto reforzado de 6 m de diámetro exterior, hincados hasta profundidades máximas de 60 m y cajones en forma elipsoidal para las pilas del claro de 360 m. La construcción requirió de veintiún apoyos, de los cuales trece están en Tampico y ocho en Mata Redonda.

### **I.9.- Atirantados en la autopista Cuernavaca-Acapulco.**

En la autopista se están construyendo cuatro puentes cuya solución es atirantada, siendo el más relevante por sus dimensiones el Puente Mezcala, y es a este puente al que me referiré en los siguientes capítulos del presente trabajo (Fig. I.8).

#### **-Puente "Barranca el Zapote".**

El puente barranca el zapote se localiza en el km 114+425 de la autopista Cuernavaca-Acapulco, con origen en el puerto de Acapulco, dentro del municipio de Zumpango De Neri, Gro. a 4 km de la carretera actual, (Fig. I.9).

Este puente está formado por dos estribos extremos y dos pilas de concreto reforzado desplantadas por superficie. De estas dos pilas, la dos es la que soporta principalmente el tablero del claro central, y tendrá una altura máxima de 124.31 m comprendidos desde el nivel de desplante de la zapata hasta el nivel de corona del pilón.

La sección de la pila principal es variable, ya que en su arranque mide 25 x 10 m y decrece hasta el nivel inferior de la calzada. El pilón es del tipo H con una altura de 72.64 m cada brazo, en donde quedarán anclados los tirantes

El alineamiento horizontal de la estructura es recto en toda su longitud, y en el alineamiento vertical; la rasante tiene una pendiente del 5% del estribo 1 al estribo 4.

El puente tiene una longitud total de 267.66 m siendo su claro principal de 175.78 m con otro de 59.92 m y uno de 31.96 m.

La superestructura será mixta, formada a base de traveses soldados de acero con losa de piso de concreto reforzado, suspendida por tirantes estructurados con torones de 16 mm de diámetro a cada 12 m; sobre las traveses se apoyan piezas de puente también de acero. En su sección transversal posee un ancho total de 21 m con ancho de calzada de 17 m que permitirá la circulación en cuatro carriles.

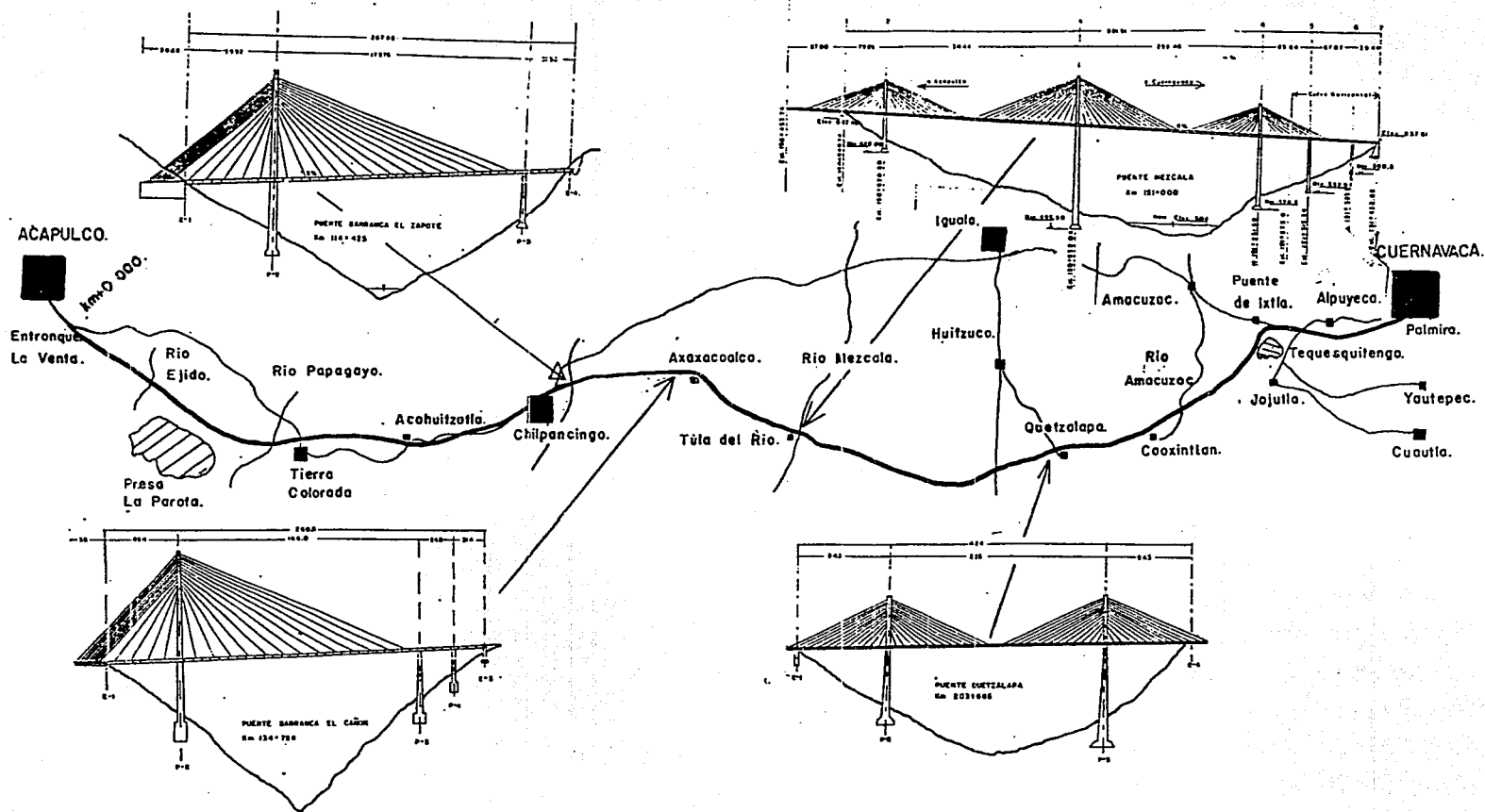


Fig. 1.B.- Puentes atirantados en la autopista Cuernavaca Acapulco.

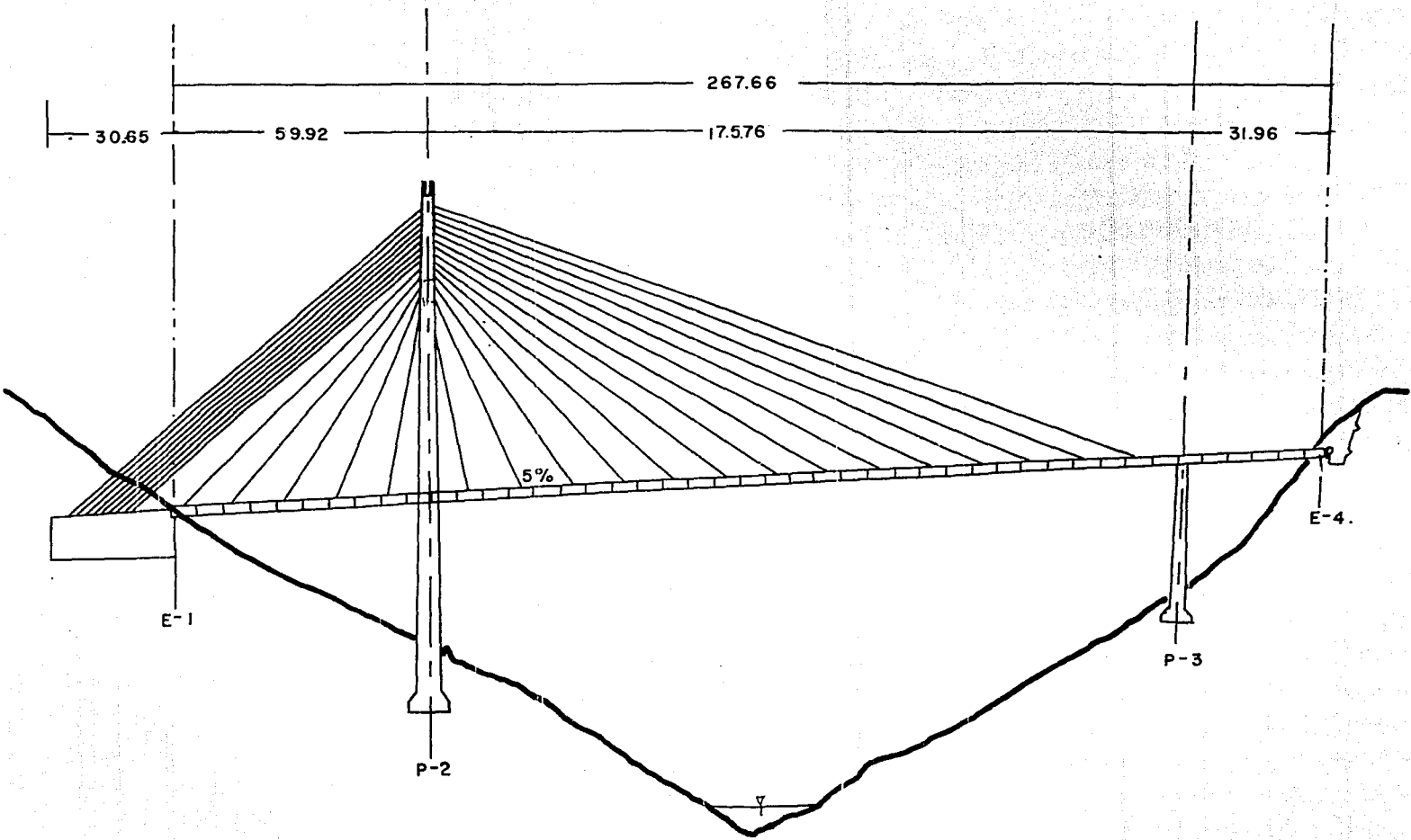


Fig. I.10.- Puente Barranca el Zapote.

### **Puente "Barranca el Cañón".**

El puente Barranca el Cañón se localiza en el km 134+784 de la autopista Cuernavaca-Acapulco, con origen en Acapulco, a 34 km al norte de Chilpancingo, Ciudad capital del Estado.

Está formado por dos estribos extremos y tres pilas de concreto reforzado, desplantadas por superficie (Fig. I.10).

La pila principal que soporta el tablero del claro central, es la única atirantada y tendrá una altura máxima de 115.17 m, comprendidos desde el nivel de desplante de la zapata hasta el nivel de la corona del pilón, dicha pila varía de  $4.94 \times 3.03 \approx 2.5 \times 3.0$  m, con un pilón del tipo H con altura de 70.25 m.

El alineamiento horizontal del puente es en línea recta en toda su longitud, mientras que la rasante tiene una pendiente del 4% a lo largo de todo el puente.

La estructura tiene una longitud total de 260.8 m siendo su claro principal soportado por las pilas 2 y 3 de 166 m, con otro de 49.40 m, uno de 24 m y por último uno de 21.4 m.

El atirantamiento está constituido por un arpa anclada al pilón, estructurado con trece torones de 16 mm, dichos torones fluctúan entre longitudes que van desde 30 hasta 170 m.

De los torones quedarán suspendidas traveses de concreto presforzado en las que se apoyará la losa de concreto reforzado de 1.50 m de espesor.

La superestructura en su sección transversal, tiene un ancho de 21 m que permitirá la circulación en cuatro carriles.

### **Puente "Quetzalapa".**

El puente Quetzalapa se localiza en el km 203+665 de la autopista-Cuernavaca Acapulco con origen en Acapulco, muy cercano a la población de Quetzalapa, derivándose de ésta el nombre del mismo.

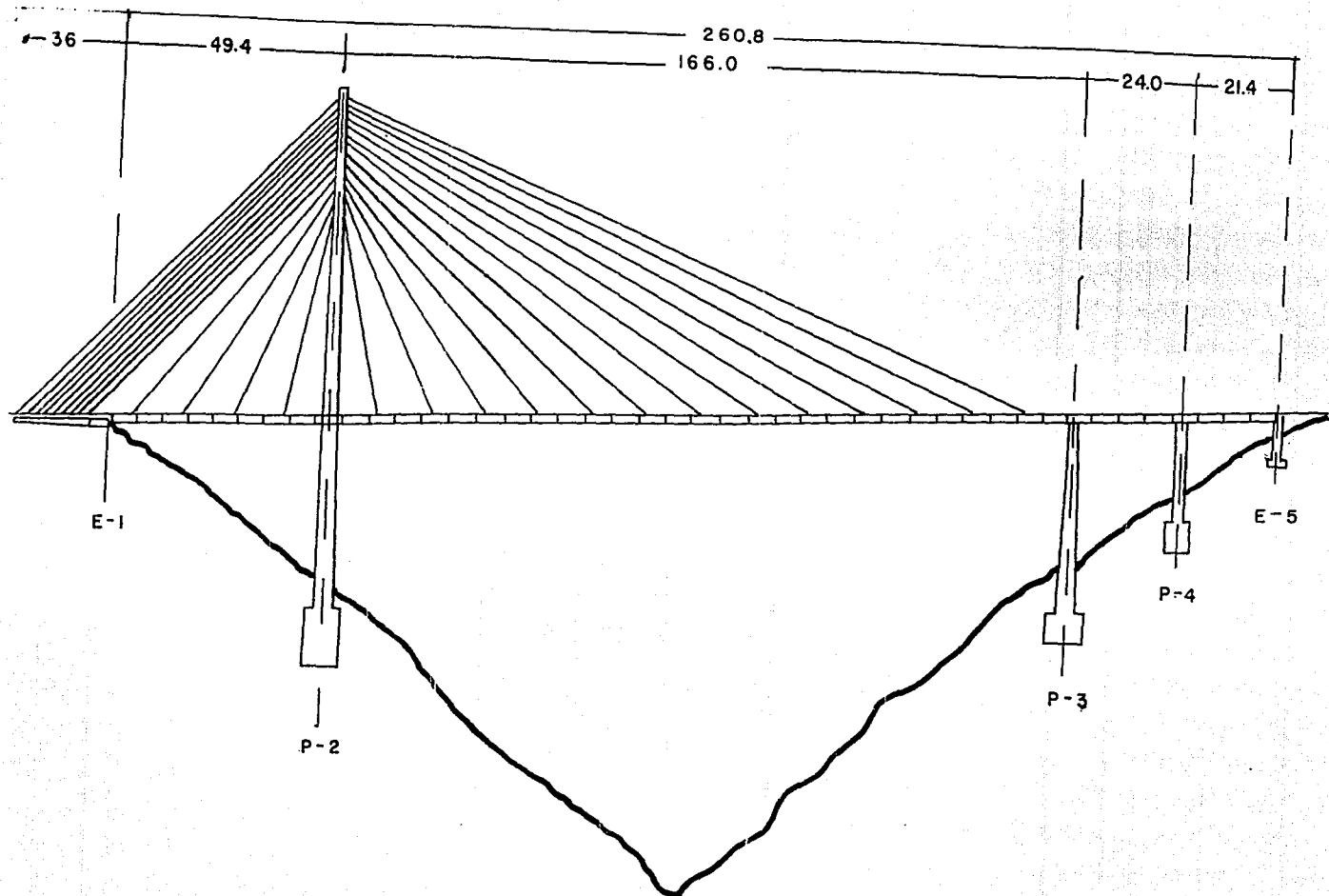


Fig. 1.9.- Puente Barranca el Cañón.

Para llegar a la obra se recorren aproximadamente 40 km de camino pavimentado a partir del entronque con la carretera actual que se encuentra 5 km al sur de la Ciudad de Iguala rumbo a la población de Huitzoco de los Figueroa.

Este puente está formado por dos estribos extremos y dos pilas atrirantadas de concreto reforzado desplantadas por superficie (Fig. I.11).

La pila 2 es de sección variable 7.3 x 14.0 m en el arranque a 3 x 14.0 m en 51 m de desarrollo. En este nivel nace un cabezal de 11 m de altura incrementando su sección hasta 4 x 24.60 m, a partir de este nivel arranca el pilón de 46.6 m en forma de H, que cambia de 3.95 x 3.06 m a 2.55 x 2.30 m, la altura total de está pila es de 113.34 m.

La pila 3 de sección variable de 8.43 x 14.0 m a 3.0 x 14.0 m en 65.14 m, nivel donde nace el cabezal de 11 m de altura. La forma y sección del pilón es similar al de la pila 2 y la altura total de la pila es de 127.23 m.

El alineamiento horizontal es recto en toda su longitud, y la rasante tiene una pendiente del 2.4%.

La estructura tiene una longitud total de 424 m formada por un claro principal de 235 m y dos claros extremos de 94.5 m.

El atirantamiento se constituye de dos abanicos paralelos laterales anclados a los pilones, con tirantes que van de 14 a 37 torones y longitudes de 18 a 109 m

La superestructura en su sección transversal tiene un ancho de 21.4 m, siendo 15 m de carpeta asfáltica, 1.8 m de camellón central y 2 m en cada acotamiento. Está formada de dos trabes laterales de concreto reforzado prefabricadas de 1.6 x 1.5 m de sección, en las que se apoyan la losa de concreto reforzado que sustenta la superficie de rodamiento de 24 cm de espesor.



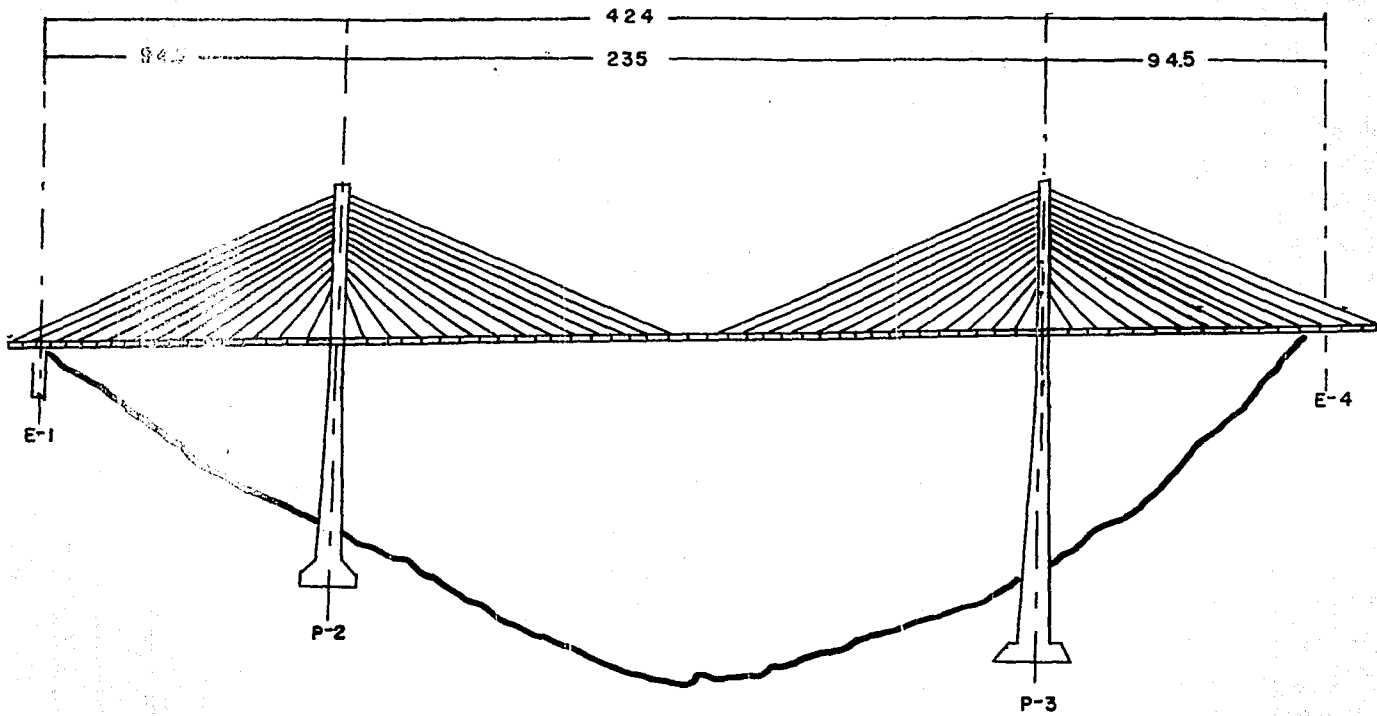


Fig. I.II.- Puente Quetzalapa.

## **CAPITULO II**

### **DESCRIPCION DEL PROYECTO AUTOPISTA**

#### **CUERNAVACA-ACAPULCO.**

## CAP. II.- DESCRIPCION DEL PROYECTO AUTOPISTA CUERNAVACA-ACAPULCO.

En 1925, durante el gobierno del General Plutarco Elías Calles, se publicó el decreto relativo a la constitución, por parte de la Comisión Nacional de Caminos, de la carretera que uniría la ciudad de México que contaba en ese año con 720,000 habitantes, con el puerto de Acapulco, cuya población no alcanzaba los 10,000 habitantes y no era aún el centro turístico tan importante en que se ha convertido con el paso del tiempo.

La carretera inició su construcción a mediados de los años 20 con una inversión inicial de \$15,000 y se continuó durante dos décadas más cubriendo los costos con recursos federales y estatales.

En aquella época se convirtió en la carretera más moderna del país, construida con la tecnología más avanzada y que correspondía a las características operativas más eficaces; las especificaciones más relevantes de este proyecto fueron:

- Longitud de vía 470 km.
- Ancho de la corona 6 a 7 m.
- Aforo de 40 vehículos diarios de los 1500 que había en todo el país.
- Pendiente máxima 14%.
- Grado de curvatura no especificado 8 a 28°.

El incremento en la demanda, derivada del enorme auge que tuvo el Puerto de Acapulco a partir de la segunda mitad de la década de los 40 obligó a realizar diferentes adecuaciones a lo largo de los años.

Los puentes de los Ríos Mezcala y Papagayo también han sufrido modificaciones, como resultado de la alta sismicidad de la región, e incluso en 1957 se hizo necesaria la reconstrucción de ambos.

En 1989, fecha en que se inició el actual proyecto, la carretera presentaba las siguientes características:

- Longitud de vía 413 km.
- Ancho de corona 9 a 10 m
- Aforo de 7400 vehículos diarios.
- Pendiente máxima 10%.
- Grado de curvatura 16.

Como resultado de todo lo anterior y dado que esta carretera, sobre todo en su tramo Chilpancingo-Acapulco, era la más peligrosa del país ( presentaba el índice de mortalidad más alto), quedó claro para el Gobierno Federal la prioridad que en materia de comunicaciones representaba la construcción de una nueva carretera que uniera Cuemavaca y Acapulco, como parte fundamental de los planes de desarrollo instrumentados por la actual administración estatal, para devolver a Acapulco el lugar que durante varias décadas ha ocupado como centro turístico a nivel internacional.

#### **II.1.- Antecedentes.**

El 3 de marzo de 1989, la S.C.T. publicó la convocatoria respectiva y fijó plazos y condiciones para la recepción de las ofertas referentes al otorgamiento de la concesión del tramo Tierra Colorada-Acapulco, siendo la empresa Grupo Mexicano de Desarrollo (G.M.D.) la ganadora de dicha concesión. Después del otorgamiento del fallo, la empresa antes mencionada presentó al C. Secretario de Comunicaciones y Transportes una propuesta para ampliar la concesión hasta Cuemavaca. Dicha propuesta estaba sustentada en un análisis financiero que demostraba la viabilidad y ventajas de realizar el proyecto integral, ya que se generaría más tráfico inducido al

dar un servicio completo y mantener inalterables los costos por km, considerando las similitudes orográficas y condicionando el proyecto faltante a un movimiento de tierra semejante en promedio por km por lo que se aseguraba la recuperación.

La propuesta fue finalmente aceptada, dando como resultado la ampliación de la concesión para lo cual se invitó formalmente a participar a otros dos grandes grupos empresariales de la construcción, que también habían presentado sus ofertas: El grupo ICA y la constructora Tribasa.

## **II.2.- Características de la nueva autopista.**

De entre las principales características de la nueva autopista se encuentran (Fig. II.1):

- Reducción de la distancia en 45 km.
- Ahorro en el tiempo de recorrido en 2 hrs.
- Velocidad de marcha de los vehículos más constante y sin pérdidas de tiempo para hacer los rebases, previéndose una velocidad de proyecto de 110 km/hr, sin ningún peligro de accidentes imputables al diseño.
- Ampliación del número de carriles, de dos con los que cuenta, por cuatro de la nueva autopista, lo cual se reduce en una mayor seguridad para el usuario.
- Disminución de los costos operativos del usuario, es decir, menor consumo de combustibles y lubricantes, menor desgaste del vehículo y de las llantas.

Algunas de las principales características geométricas y especificaciones que sirvieron de base para el diseño, y que le dan jerarquía de una vialidad altamente confiable es, sin duda, que a lo largo de toda su longitud cuenta con curvas muy amplias de cuando más 3°, pendientes longitudinales suaves, 5% como máximo, contando además con acotamientos laterales para

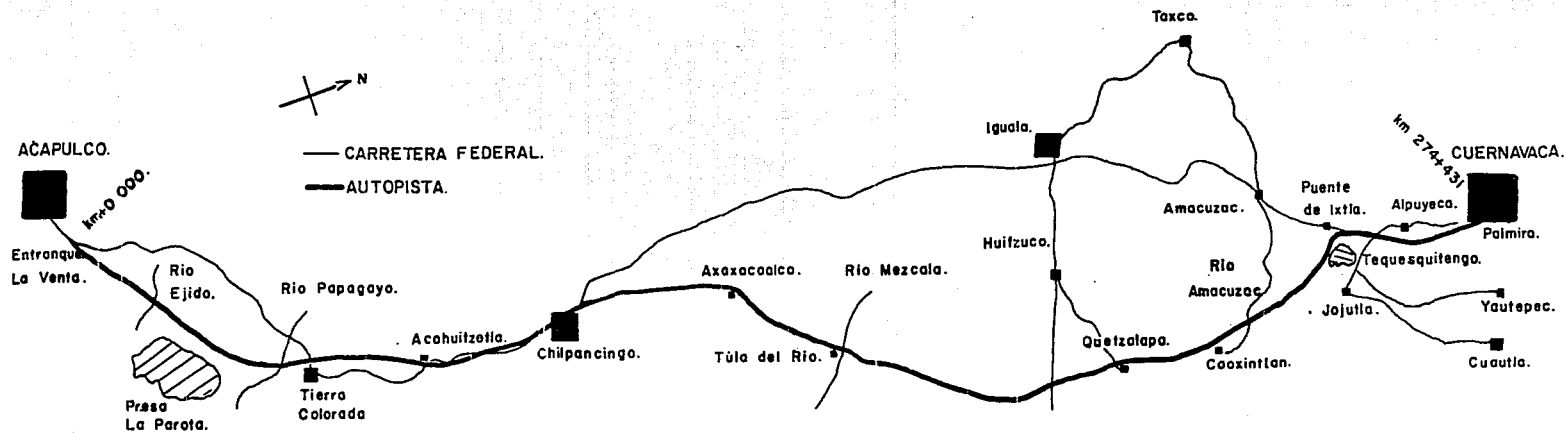


Fig. II.1.- Proyecto autopista Cuernavaca—Acapulco.

resguardo de vehículos, de 2.5 m, que por necesidades del usuario deban detenerse; la estructura del pavimento es de mayor espesor, calidad y resistencia, de acuerdo a las normas establecidas por la S.C.T..

Contará además con señalamientos horizontales y verticales en número y calidad suficiente, para facilitar la toma de decisiones oportunas para el usuario, barrera separadora central para evitar colisiones de frente en vehículos que pierdan el control; cercado del derecho de vía, de 60 m de ancho, que garantiza que no habrá cruce de peatones o animales, con el consiguiente riesgo de accidentes; a lo largo de la vía se ha provisto también la construcción de pasos inferiores; localización de casetas de cobro con infraestructura suficiente, que prevé que la detención de un vehículo no sea superior a 10 seg; por otra parte se contara con dispositivos modernos para el cobro de las cuotas e instalaciones anexas de servicio al usuario, cómodas e higiénicas.

En lo referente a las estructuras, tales como: puentes, viaductos, tuneles y obras de drenaje, necesarias para resolver los cruces de los ríos, barrancas, cerros y escurrimientos naturales, fueron proyectadas con estricto apego a las normas de diseño antisísmico de la región considerando que la sismicidad en la zona es la más alta del país.

### **II.3.- Descripción de las obras.**

Para llevar a cabo esta magna obra, se acordó con la S.C.T. distribuir el total de la longitud de la autopista en tres tramos perfectamente definidos, correspondiendo a Grupo Mexicano de Desarrollo la ejecución de 34% del total y el 66% restante en partes iguales a las empresas ICA y Tribasa.

La construcción de la autopista se inició oficialmente el 31 de agosto de 1989, en el poblado La Venta, Guerrero.

Los programas de ejecución previstos para los tres tramos en que fue dividida la autopista son:

-G.M.D. en el tramo de Acapulco a Tierra Colorada, que concluyó sus trabajos en diciembre de 1991; cumpliendo así con un programa de 24 meses. Los tramos comprendidos entre Puente de Ixtla y Tierra Colorada donde concurren además de G.M.D., ICA y Tribasa, se terminarán en Mayo de 1993 y el tramo Cuernavaca a Puente de Ixtla para concluirse y ponerse en operación en Diciembre de 1992. Se han puesto en operación los tramos conforme se han ido terminando, lo que acarrea grandes beneficios al programa económico.

#### **II.4.- Volumen de la obra.**

Para la realización de la obra fue necesario realizar previamente una serie de trabajos adicionales, entre los que resaltan alrededor de 150 km de caminos de acceso, obras de drenaje, instalación de campamentos, oficinas y almacenes, todo lo cual es indispensable para poder llegar al área de trabajo, instalar las máquinas pesadas, el equipo de transporte, las plantas de luz, y dar alojamiento al personal, compuesto por técnicos, administradores, obreros, operadores, capacitadores, etc.

Por lo que respecta a los volúmenes más inherentes a la autopista y a la terracería, los conceptos más representativos son:

Despalme de 334 ha cantidad que equivaldría a levantar dos veces el área que cubre la tercera parte de la sección del Bosque de Chapultepec.

El volumen de excavación producto de los cortes, es de 23'000 000 m<sup>3</sup>, con lo que se podría rellenar 56 veces la Plaza de la Constitución hasta la altura del Palacio Nacional.

El volumen aproximado de terraplenes que tienen que ser perfectamente compactado, es de 15'000 000 de m<sup>3</sup> gran parte de los cuales se obtienen de los mismos cortes, minimizando así el movimiento de tierras.



A lo largo de la carretera se están realizando una serie de obras de drenaje para cruzar las barrancas pequeñas en donde se utilizan en su mayoría una gran diversidad de tubos de concreto entre 0.9 m y 2.44 m de diámetro; la longitud de dichos tubos es de 36 km.

La carpeta asfáltica de la autopista cubre un área de 4.3 millones de  $m^2$ , que permitiría pavimentar 6 veces la avenida de los Insurgentes desde Indios Verdes hasta el entronque con la autopista de Cuernavaca.

A lo largo de 264 km de autopista se construirán 22 puentes, entre los que destacan los que se ubican sobre los ríos Balsas y Papagayo.

El primero de ellos, llamado "Puente Mezcala" (afluente del Balsas), cubre una longitud de 898 m, con una altura de su pila mayor de 242 m, altura equiparable a una y media vez la del edificio de la Torre Latinoamericana.

El segundo de ellos "Puente Papagayo", que lleva el nombre del río que cruza, tiene una longitud total de 315 m y la altura máxima de las pilas que le sirven de apoyo es de 80 m.

Los volúmenes más representativos de los puentes en su conjunto son:

72 000  $m^3$  de concreto, equivalente a la capacidad de 7200 camiones revoladores de concreto. 7,000 toneladas de acero de refuerzo; suponiendo que en este concepto se utilizará únicamente varilla de una pulgada de diámetro y si se colocarán una delante de otra, cubrirían la distancia que une a las Ciudades de México D.F. y de Hermosillo, Sonora. 50,000  $m^3$  de mampostería; este volumen serviría para construir la cimentación de 3,100 casas de interés social.

En el tramo de Acapulco Tierra Colorada, unos 4 km antes de llegar al Río Papagayo resalta de manera significativa la construcción de un túnel gemelo de 285 m de longitud, en donde se excavó un volumen aprox. de 80,000  $m^3$  de roca, y se revistieron sus paredes con 10,500  $m^3$  de concreto y 240 toneladas de acero.

La obra incluye también obras complementarias, como: cunetas de concreto, barrera separadora central de carriles, guamiciones, lavaderos, señalamientos y parapetos.

## **II.5.- Recursos e insumos.**

Un programa de esta naturaleza, por su magnitud, derrama considerables beneficios desde su fase de ejecución y es un notable generador de empleos, hecho que se puede constatar al observar los siguientes datos:

Grupo Mexicano de Desarrollo, tiene laborando en sus frentes de trabajo 2,860 personas, el grupo ICA 1,996 y Tribasa 1,262, para un total de 6,104 entre personal técnico, administrativo y obrero, cifras a las que habrá que adicionar, los empleos indirectos derivados de la fabricación y traslado de productos o insumos; tales como tubería de concreto simple y reforzado, acero de refuerzo, cemento, arena, grava, agua, etc., más el personal de subcontratistas y fleteros que con un promedio diario de 380 unidades operan a lo largo de todo el tramo, de los cuales aproximadamente doscientas unidades laboran dos turnos al día.

Por cuanto a lo que a maquinaria pesada se refiere, el Grupo Mexicano de Desarrollo, tiene en operación 445 unidades, el grupo ICA 372 y Tribasa 152, para un total de 969 unidades, lo que da una idea de la magnitud de los volúmenes de obra por ejecutar y para lo cual las empresas hubieron de promover aceleradamente la modernización total de sus parques de maquinaria, pues sólo así, con equipos de alto rendimiento es viable hacer frente a un compromiso de esta magnitud, invirtiendo recursos en este rubro superiores a los cien millones de dólares.

En el renglon de los principales insumos, se calcula que se emplearán las siguientes cantidades:

- Pintura 2 millones de litros.
- Combustible 31 millones de litros aproximadamente.
- Lubricantes 1.4 millones de litros.
- Asfaltos 5 millones de litros.
- Explosivos 2.5 millones de kilogramos.

## II.6.- Esquema de financiamiento.

En términos generales el proyecto consiste en la construcción de una autopista de alta especificación, con una longitud de 262 km en cuatro carriles con un período de construcción de 42 meses, contados a partir de septiembre de 1989. El costo total de la obra, sin incluir iva, es de 2 billones de pesos, a precios de noviembre de 1990 fecha en que fue presentado el presupuesto para concurso. Para la recuperación de su inversión y los créditos, se cuenta con una concesión por catorce años y ocho meses, contada a partir de julio de 1989.

Como respuesta a las dificultades que enfrentaría el financiamiento por medio de esquemas tradicionales a proyectos concesionados de infraestructura, Banca Serfin ha desarrollado un mecanismo basado en un fideicomiso, al que se aportan los derechos al cobro derivados de la explotación de la concesión y que son en sí mismos la garantía del proyecto.

La estructura financiera se detalla como sigue:

40% banca.

30% constructoras vía retención de este porcentaje en cada estimación.

20% Caminos y Puentes Federales (CAPUFE).

5% Gobierno del Estado de Guerrero.

5% Petróleos Mexicanos. Este se instrumentará a través de la venta a crédito de insumos, energéticos, lubricantes y asfaltos.

Los bancos participantes financiarán el proyecto a través de la emisión de bonos bancarios de infraestructura (bbi), que ofrecen una tasa de rendimiento superior a la de los cetes y permiten aumentar el rendimiento de los fondos de renta fija y de las cuentas dinámicas y maestras, mesas de dinero, etc. Con ello se tendrá un papel de alto rendimiento a largo plazo.

A efecto de garantizar la recuperación de las inversiones descritas, existe claramente predeterminada una estructura de la demanda, es decir el aforo dado en términos de tránsito diario promedio anual, configurada en un 81% de automóviles, un 5% de autobuses y un 14% de camiones de carga.

Esto expresado en términos de aforo real actual, significa que de un volumen de 7,400 vehículos actuales, se estima se captarán cuotas provenientes de 3,297 automóviles, 203 autobuses y 570 camiones cada día, suponiendo que el porcentaje de captación del aforo inicial será de un 55%, esperándose un crecimiento natural del 4% anual, según estimaciones dadas por la propia Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

A esta demanda, se adicionará el tráfico inducido que se generará como consecuencia del acortamiento de distancias y que convertirán a Acapulco de centro turístico de temporada en centro vacacional de fin de semana.

Las cuotas que se aplicarán, ya autorizadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes serán: 110,965 pesos para automóviles, 205,285 pesos para autobuses y 249,671 para camiones. Estas cifras no incluyen el iva y se están actualizando conforme al índice nacional de precios al consumidor. Las tasas de inflación proyectadas para este proyecto son: 22% el primer año, 30% para el segundo y 20% para los subsecuentes.

## **II.7.- Impacto regional y local.**

La puesta en servicio de esta obra redundará en múltiples beneficios de carácter económico y social a lo largo de todo su desarrollo, además del significativo aumento en la seguridad que obtendrá el usuario al transitar por la autopista, gracias a la separación física de los carriles de circulación y en general a las características de trazo mencionadas anteriormente, además de que los traslados se harán con mayor rapidez y menor costo y con mucha mayor comodidad, debido a los dos carriles de circulación en cada sentido.

La realización de una obra de esta naturaleza ha significado un logro en la optimización e idealización de los procedimientos de diseño y construcción, dando como resultado un importante beneficio en relación a su costo; en ella se han incluido los avances tecnológicos más recientes, la maquinaria más moderna, los mejores materiales e insumos, el personal técnico y administrativo es de probada capacidad y profesionalismo, y la mano de obra empleada en sus diversas actividades es altamente calificada.

Por otro lado, Acapulco está desarrollando infraestructura local en materia de vialidad, redes de servicios, vivienda y equipamiento urbano a una gran velocidad, mediante la construcción de áreas de estacionamiento, la planeación y ejecución de obras viales complementarias; a efecto de que prevalezca la congruencia entre lo que se persigue con obras de esta naturaleza y las poblaciones a las que se pretende beneficiar.

## **CAPITULO III**

### **PROYECTO EJECUTIVO**

### **CAP. III.- PROYECTO EJECUTIVO.**

#### **III.1.- Localización.**

El Puente Mezcala se localiza a la altura del km 150+519 de la autopista Cuemavaca-Acapulco, a una distancia aproximada de 42 km aguas arriba del cruce actual del río con la carretera federal del mismo destino.

#### **III.2.- Objetivo.**

Como parte del proyecto de la autopista Cuemavaca-Acapulco, y respetando las altas especificaciones de construcción con las que se llevaría a cabo, resaltaron como objetivos para la construcción del Puente Mezcala los dos siguientes puntos.

1.- Salvar el cruce del Río Balsas.

2.- Librar la altura del namé ocasionado por el embalse de la presa "San Juan Tetelcingo" cuya construcción futura se hace indispensable debido a las crecientes necesidades de infraestructura del Estado de Guerrero.

#### **III.3.- Justificación del proyecto.**

Como resultado de estudiar varias alternativas sobre el Río Mezcala, en la región del Alto Balsas, fue determinada la ubicación del puente, en el sitio donde actualmente se lleva acabo su construcción, cuyas dimensiones son colosales, debido a la accidentada topografía de la zona, a

las altas especificaciones del trazo y a que es el punto de equilibrio económico entre las dimensiones, la longitud de camino y el tiempo de recorrido. De todos los estudios realizados quedaron finalmente cuatro alternativas:

La primera, un puente de 882 m de longitud, 166 m de altura y con un desarrollo total de 2,250 m incluyendo los accesos, misma que permite conservar la velocidad de operación de 110 km/hr de la autopista, con un costo de construcción del orden de los 45 millones de dólares.

La segunda, un puente de 225 m con una altura de 25 m, un desarrollo total de 7,750 m pero con una velocidad de proyecto de 65 km/hr y con un costo aproximado de 40 millones.

La tercera, un puente de 220 m de longitud, con una altura de 20 m y un desarrollo total de 17.5 km, con una velocidad de proyecto de 80 km/hr pero con un costo superior al de las dos primeras opciones.

La última, un puente de 340 m de longitud y 15 m de altura, un desarrollo de 30.7 km y velocidad de proyecto de 90 km/hr, y con un costo muy superior a todos los anteriores.

<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>A l t e r n a t i v a s</u>			
		<u>1*</u>	<u>2*</u>	<u>3*</u>	<u>4*</u>
Longitud de accesos y puente	m	2,250	7,750	17,500	30,700
Longitud del puente	m	882	225	220	340
Altura del puente	m	160	25	20	15
Velocidad de proyecto	km/hr	110	60	80	90
Tiempo de recorrido	min	1.5	10	18	22
Riesgo en el recorrido	-	muy bajo	muy alto	alto	bajo
Costo del puente	millones	130,000	18,000	17,600	27,200
Costo de los accesos	millones	20,000	107,000	189,700	348,900
Costo tot.de construcción	millones	150,000	125,000	207,000	376,100
Costo anual de oper. y mante.	millones	3,080	11,667	18,441	23,108



#### **III.4.- Descripción del proyecto.**

El Puente Mezcala tendrá una longitud total de 882 m, siendo la mayor parte recta tangente con una curva horizontal de 3 grados 15 minutos en 196 m de desarrollo, iniciando cerca de la pila 6 y con dirección hacia el estribo número 7; el ancho de calzada es de 19.6 m mismo que permitirá la circulación en 4 carriles, dos en cada sentido, divididos por un camellón central de 1.10 m, dos andadores peatonales laterales de 1.25 m cada uno limitados por una guarnición del carril vehicular (Fig. III. 1).

#### **III.5.- Descripción de la estructura.**

La estructura del Puente Mezcala se encontrará sostenida por dos estribos y cinco pilas, todas de concreto armado, de estas pilas tres son principales y dos secundarias, las primeras soportarán el tablero de los claros centrales; las pila 3 tendrá una altura total de 242 m, siendo la de mayor altura que se haya construido en México.

La superestructura de la calzada es a base de dovelas de acero formadas por dos vigas de alma llena en los extremos, con vigas puente a cada 4 m; un peralte de 2.52 m con losas de concreto reforzado en la superficie de rodamiento con un espesor de 30 cm con un claro principal de 311.44 m, otro de 299.46, uno de 79.86, uno de 83.84, uno de 67.87, el último de 39.44 m respectivamente. La rasante tendrá una pendiente de menos del 6% del estribo 1 al estribo 7.

Dichos claros están sostenidos por un atirantamiento a los extremos formado por tres arpas, la primera consta de once tirantes a ambos lados, la central formada por catorce tirantes por lado, y la última con diez tirantes por lado, con longitudes variables de 30 a 205 m constituidos por torones de 15 mm de diámetro.

En cuanto a las pilas principales, su sección es variable ya que en su arranque mide 11 x 21 m y decreciendo hasta el nivel inferior de la calzada a 6 x 21 m ampliándose lateralmente

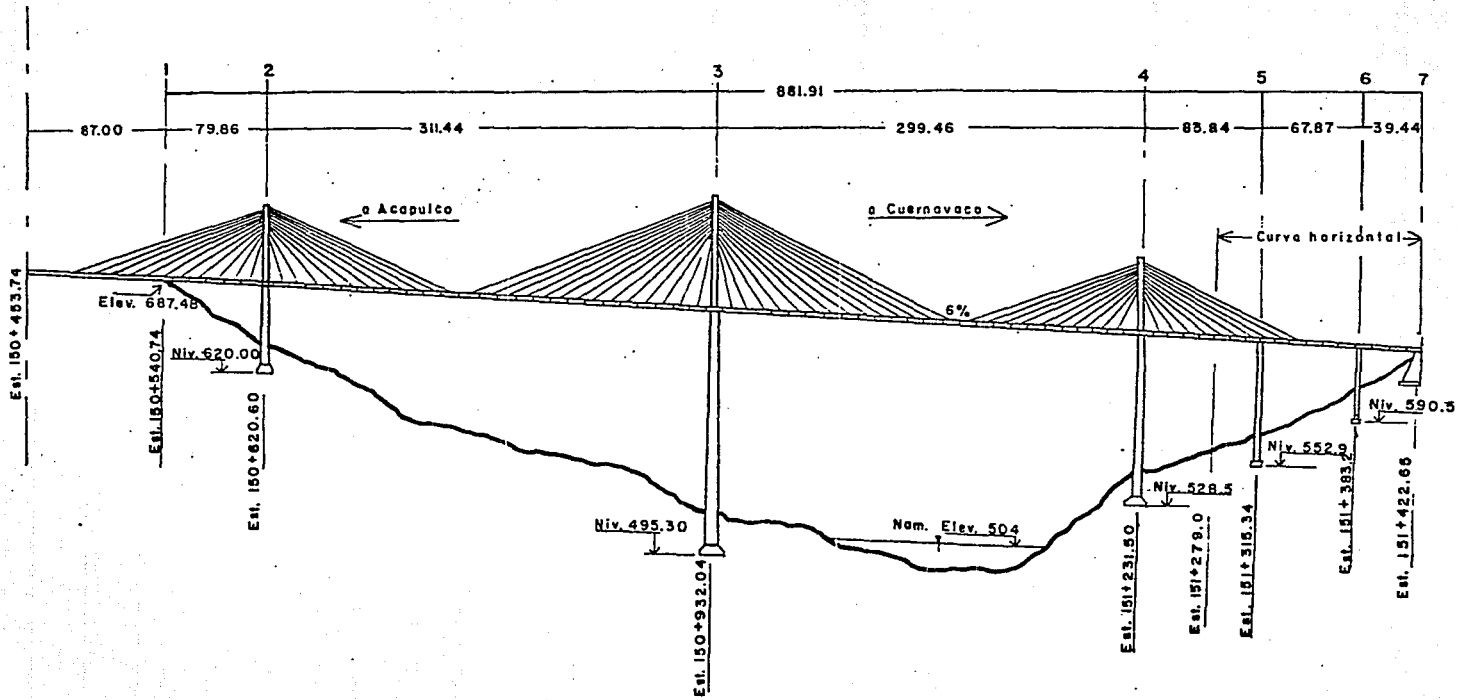


Fig. III.1.- Puente Mezcala.

hasta tener 27 m de ancho en la rasante, incluidos los dos brazos o pilones, siendo éstos del tipo H, con una altura de 76.5 m cada uno en donde quedarán anclados los tirantes; mientras que las pilas secundarias son columnas huecas con sección de 4 x 6 m la pila número 5 y de 3 x 6 m la pila 6.

### **Subestructura.**

A continuación detallo los siete apoyos que conforman el puente, desde la cimentación hasta el nivel de corona del pilón, que para efectos de este trabajo puse bajo el título de subestructura; con la aclaración de que en la práctica se considera como tal únicamente al cuerpo de la pila sin incluir la cimentación hasta el nivel de la calzada.

#### **- Estribo 1.**

El estribo 1 que se localiza en el cadenamiento 150+540.74; está formado por una losa de cimentación de 30 cm de espesor, con 57 m de largo por 18.10 de ancho; en su construcción se utilizó un concreto de  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , con una compactación mínima de 0.8 y un revenimiento de 5 a 10 cm, el tamaño máximo del agregado fue de 2.5 cm, todo el acero utilizado tiene un  $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ , los totales de concreto y de acero son: 741 m<sup>3</sup> y 37,750 kg respectivamente, esta es la primer etapa del estribo y es hasta donde se encuentra ejecutada actualmente.

La segunda etapa consiste en un relleno de 3.7 m que será compactado al 90% de la prueba "Proctor Standar", y sobre de éste una losa de transición que tendrá la pendiente del puente del 6% en su sentido longitudinal y 2% en el transversal partiendo del eje de los estribos hacia los extremos. El estribo es parte del tramo atrantado del puente, y tendrá las características mecánicas de un empotramiento, para ésto se construirán dos vigas principales de 3.7 m de altura y 1.5 m de espesor, que llevará seis cables de presfuerzo de diez y nueve torones

y 15 mm de diámetro, las características principales de estos cables son:

- Área de un cable 2,747 mm<sup>2</sup>.
- Corrimiento supuesto en los anclajes por anclar 9 mm.
- Módulo de elasticidad 1 960 000 kg/cm<sup>2</sup>.

**- Pila 2.**

La pila 2 se localiza en el cadenamamiento 150+620.6 y tendrá una altura total de 117.14 m, de los cuales 59.29 m son hasta el nivel de calzada y 57.85 m del mástil o pilón (Fig. III.2).

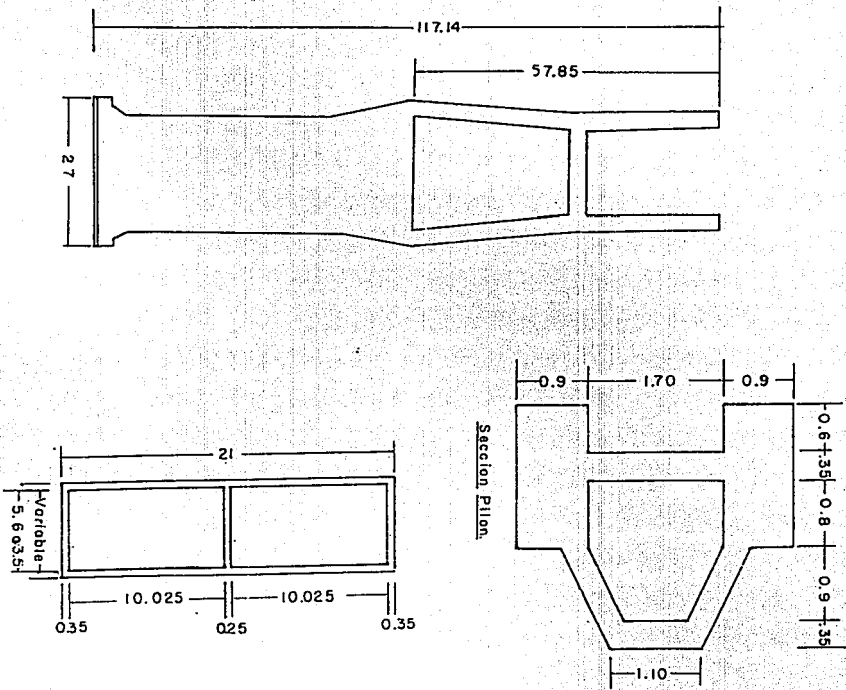
La cimentación de la pila está constituida por una zapata de 6 m de altura, que en sus primeros 3 m tiene 27 x 11.6 m y en sus siguientes 3 m varía de 24 x 8.5 m a 21 x 56 m formando así un escarpio de 3 m de altura, el nivel de desplante de la zapata es el 620.00, se utilizaron en su construcción 46,287 kg de acero de refuerzo y 1,426 m<sup>3</sup> de concreto de  $f_c=250$  kg/cm<sup>2</sup>.

Del nivel 626.00 al 664.29 el cuerpo de la pila es de sección piramidal hueca, con 21 m de largo, y un ancho que varió, desde 5.6 a 3.5 m en el nivel 664.29, y espesor de 35 cm en sus cuatro lados; los proyectistas diseñaron un diafragma o pared central a la mitad de la pila en sentido transversal a su sección, con un espesor de 25 cm. El concreto utilizado para esta sección de la pila, posee una  $f_c=350$  kg/cm<sup>2</sup> y compacidad no menor a 8 con revenimiento de 6 a 8 y tamaño máximo del agregado grueso de 4 cm.

A partir del nivel 664.29 comienza una zona de transición en la que la sección de la pila aumenta de 21 a 26.76 m permaneciendo constante el ancho de 3.5 m, para esta sección se incluyen varillas con un ángulo de 4.56 respecto a la vertical. Del nivel 676.29 la transición es también hacia adentro de la pila con un talud de 1:1. La transición al igual que la de las pilas 2 y 3 es una sección presforzada, para la que se utilizaron 8 cables de presfuerzo de 12 @ 15, es decir 12 torones de 15 mm cada uno..

El resumen de presfuerzo utilizado se muestra en la siguiente tabla:

Fig. III.2.- Pila 2



<u>Cable</u>	<u>Long (m)</u>	<u>Peso Cable</u>	<u># Cables</u>	<u>Peso tot.</u>
c-1	26.59	372.3 kg	4	1489 kg
c-2	26.28	376.3 kg	4	1505 kg

Longitud total de cable 12 @ 15: 214 m.  
 Peso de acero de presfuerzo: 2,994 kg.  
 Número de anclajes fijos 12 @ 15: 8 piezas.

Datos de tensado.

<u>Cable</u>	<u>Extremo-inicial (mm)</u>
c-1	175
c-2	165

Para llegar al nivel de calzada de pila se utilizaron 203,608 kg de acero de refuerzo  $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$  y  $1198.7 \text{ m}^3$  de concreto  $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ .

El pilón o mástil tiene un diseño del tipo portal con inclinación respecto a la vertical de  $4.56^\circ$  hasta el nivel 709.29.

Los pilones tanto aguas arriba como aguas abajo son iguales para el caso de las 3 pilas alirantadas, en cada mástil se tendrá una escalera interna apoyada en ménsulas para cualquier reparación necesaria.

La sección del pilón, mostrada en la misma figura III.2, permanece constante en toda su altura.

En el nivel 709.29 llevará un travesaño de 3 x 1.1 m por 15.50 m de largo. Es también en este nivel donde empieza la parte final del pilón comprendido entre el 709.28 y 737.14, esta parte será completamente vertical y albergará los anclajes para los tirantes, este último tramo tiene 27.85 m. Los volúmenes totales utilizados en la construcción del mástil serán (2 pilones) 132,810 kg de acero y 675.2 m<sup>3</sup> de concreto.

### - Pila 3.

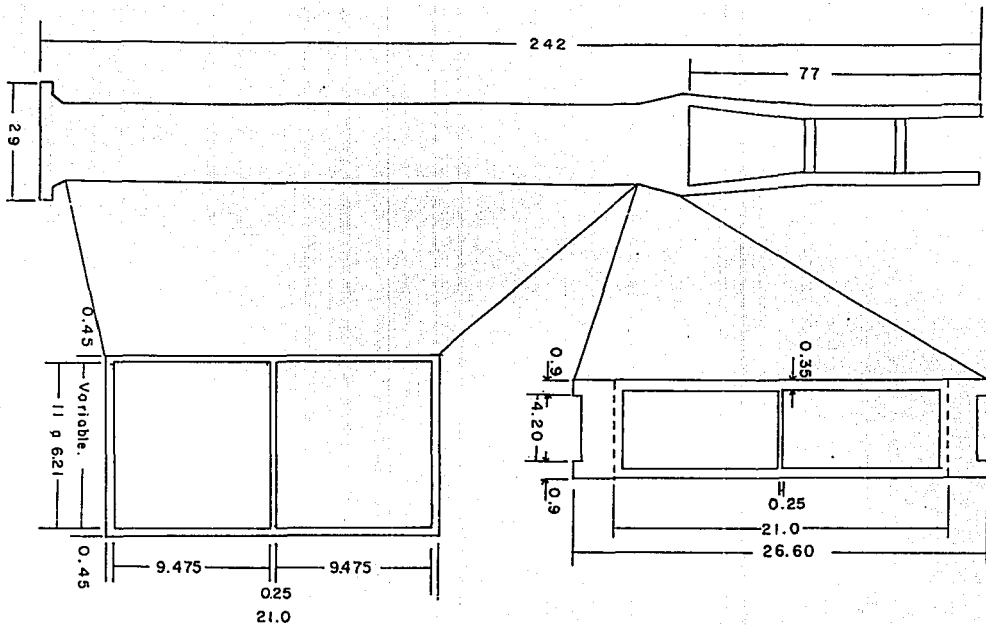
La pila # 3 ubicada en el cadenamamiento 150+932.04 y con nivel de desplante de la cimentación 495.3 será al día de su terminación, la pila más alta del mundo en concreto reforzado, con 242 m de los cuales 165 son al nivel de la calzada. Esta pila por ende ha sido denominada como "Pila Principal" y es así la ruta crítica de la obra (Fig. III.3).

La cimentación es a base de una zapata con 3 parillas de acero principales, en los niveles 495.3, 498.3 y 501.3, y dimensiones de 29 x 19 x 3 m hasta el nivel 498.3, en este mismo nivel la sección varía a 25 x 15 m, y en los siguientes 3 m es en forma de escarpio para terminar en el nivel 501.3 con 11 x 21 m, los volúmenes de concreto  $f_c=250\text{kg/cm}^2$  y de acero  $f_y=4000\text{ kg/cm}^2$  fueron 2,160 m<sup>3</sup> y 104,831 kg respectivamente. En cantidades aproximadas de longitud se emplearon 30 km de acero de refuerzo.

El cuerpo de la pila de tipo piramidal hueca comienza en el nivel 501.3 con una sección de 21 x 11 m y con espesores de 45 cm en todos sus lados y 25 cm en el diafragma que divide la sección en 2 partes simétricas.

La longitud de lado corto varía con un talud 1:57.7, en el nivel 561.3 el espesor de los 4 lados cambia de 45 a 35 cm. A partir del nivel 645.55 comienza una transición en la que la sección varía de 21 a 26.76 m en 13.5 m de altura. Sobre la transición se construirá una losa de 60 cm que terminará en el nivel 660.6. La transición es al igual que la de la pila 2 y 4 una sección presforzada; por 10 cables de 12 @ 15, el resumen de este presfuerzo es el siguiente:

Fig. III.3.- Pila 3





<u>Cable</u>	<u>Lon (m)</u>	<u>Peso (kg)</u>	<u># Cables</u>	<u>P. total (kg)</u>
c-1	26.38	372.3	4	1407
c-2	26.25	376.6	4	1505
c-3	25.08	351.1	2	702

Datos de tensado.

<u>Cable</u>	<u>Extremo inicial (mm)</u>
c-1	171
c-2	165
c-3	172

Todo el concreto utilizado en la construcción de la pila posee una  $f_c=350 \text{ kg/cm}^2$  y el acero  $f_y= 4000 \text{ kg/cm}^2$ , y se utilizaron hasta el nivel de calzada 901,380 kg de acero y 4,372 m<sup>3</sup> de concreto.

El mástil o pilón comienza en el nivel 659.10, es también del tipo portal y mide 78 m, hasta el nivel 690.6 tienen un talud 1:6.16; en sentido transversal al puente su dimensión permanece constante y en el sentido longitudinal varía de 6 a 3.5 m en el nivel 692.10.

Este pilón llevará una escalera interna apoyada en ménsulas como la pila 2 y 4. En la última parte del pilón la sección es constante, y lleva 14 anclajes para los tirantes.

En el nivel 692.10 y 716.1 se diseñaron dos travesaños iguales de 3 x 1.10 m con concreto  $f_c=350 \text{ kg/cm}^2$  con revenimiento de 10 a 12 y tamaño máximo de agregado grueso de 20 mm. Los volúmenes totales a utilizar en este mástil serán: 188,552 kg de acero de refuerzo con  $f_y= 4,000 \text{ kg/cm}^2$  y 1,066 m<sup>3</sup> de concreto  $f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ .

#### - Pila 4.

La pila 4 se localiza en el cadenamamiento 151+231.5 en la margen derecha del río, tendrá una altura total de 166.53 m de los cuales 118 m serán hasta el nivel de calzada; esta pila es la última de la parte alirantada del puente (Fig. III.4).

Tiene una zapata de cimentación, de 6.0 m de profundidad y 27.0 x 14 m en sus primeros tres metros, y para los siguientes tres comienza con 24 x 11 m para terminar con 21 x 8 m, el nivel de desplante de dicha cimentación es 528.5 m; en ella se utilizaron 50,860 kg de acero y 1,783 m<sup>3</sup> de concreto que tiene  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ .

La pila es también de sección piramidal hueca con dimensiones de 21 x 8 m en su arranque y de 21 x 3.5 m en el nivel 627.63 m donde comienza la transición que aumenta hasta 26.6 x 3.5 en el nivel 641.13 m.

La transición hacia el interior de la pila comienza en el nivel 639.63 m con un talud de 1:1.13 hasta el nivel 642.03 de donde se desplanta una losa de 60 cm de espesor. La sección está presforzada por cuatro cables de 12 @ 15 mm el resumen de el presfuerzo es idéntico al presentado para la pila 2.

En la construcción de la pila hasta el nivel de calzada se emplearon 2,314.5 m<sup>3</sup> de concreto  $f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$  y 393,784 kg de acero  $f_y=4000 \text{ kg/cm}^2$ .

El pilón es igual al que los de la pila 2 y 3 de tipo portal, con 3 m en el sentido transversal al puente por 3.5 m en el sentido longitudinal al mismo; hasta el nivel 674.13 m tiene un talud hacia adentro 1:12.4 y tiene en ese mismo nivel un travesaño de 3 x 1.1 m, a partir del nivel 674.13 m y hasta el 695.03 m el pilón es completamente vertical y conserva su sección inicial. Al igual que los otros dos pilones tendrá su escalera interior para cualquier reparación necesaria; el total de concreto utilizado en este pilón es 310.6 m<sup>3</sup> y 59,905 kg de acero.

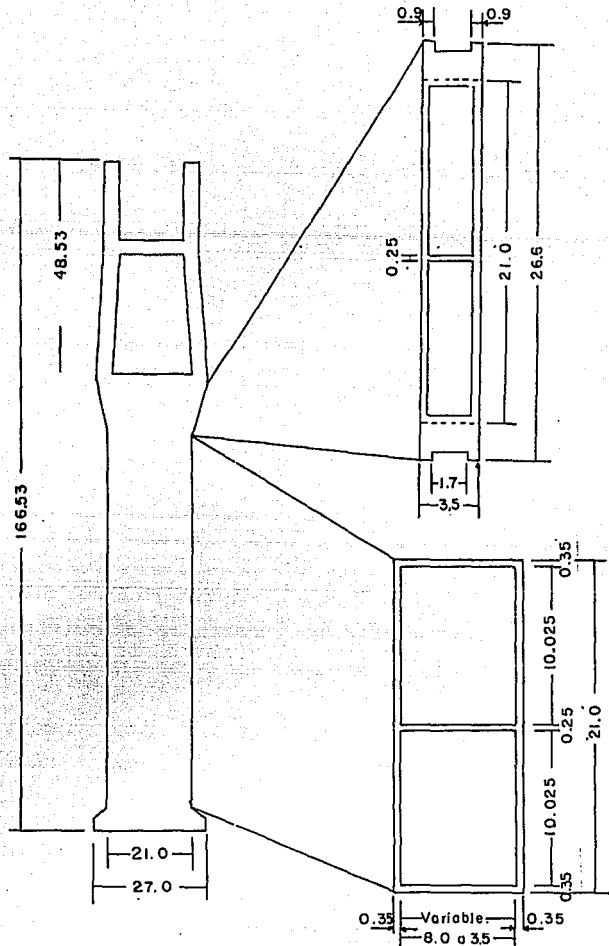


Fig. III.4.- Pila 4

- Pila 5.

La pila 5 se localiza en el cadenamamiento 151+315.34 y tiene su nivel de desplante en el 552.9 con una altura total de 84.87 m; esta pila está todavía dentro del tramo atirantado del puente pero ya sin un mástil como las pilas 2, 3 y 4.

Su cimentación es una zapata de 6.5 x 8.5 x 2.5 m, se utilizaron en su construcción 12,343 kg de acero y 138 m<sup>3</sup> de concreto con  $f'c=250$  kg/cm<sup>2</sup>.

El cuerpo de la pila es de sección rectangular hueca con espesores de 35 cm en toda su altura y dimensiones de 6 x 4 m. El concreto empleado tiene una  $f'c=350$  kg/cm<sup>2</sup>, con compactación no menor a 0.8, revenimiento de 6 a 8 cm y tamaño máximo del agregado grueso de 4 cm; en el nivel 833.40 m comienza una sección denominada cabezal. Al igual que las transiciones este cabezal es una sección presforzada por seis cables de 12 @ 15 mm; a continuación se presenta el resumen del presfuerzo utilizado.

<u>Cable</u>	<u>Long.(m)</u>	<u>Peso (kg)</u>	<u>#Cables</u>	<u>P.total (kg)</u>
c-1	20.23	283.9	2	568
c-2	20.10	231.4	2	563
c-3	19.94	279.2	2	558

Long. total de cable 12 @ 15 mm    121 m.  
Peso del acero de presfuerzo        1689 kg.  
Número de anclajes fijos.            6 piezas.

Datos de tensado.

<u>Cable</u>	<u>Extremo inicial (mm)</u>
c-1	126
c-2	128
c-3	126

El cabezal tiene una pendiente del 2.05 %, así su nivel más alto aguas arriba es 638.10 m y el mismo aguas abajo es 637.68 m.

Para la construcción de esta pila se requirió de 168,827 kg de acero  $f_y=4000$  kg/cm<sup>2</sup> y 627.5 m<sup>3</sup> de concreto  $f_c=350$  kg/cm<sup>2</sup>.

**- Pila 6.**

La pila # 6 es la más baja de las 5 que conforman el puente, tiene una altura total de 45.26 m se localiza en el cadenamamiento 151+383.21, y es la primera estructura fuera del tramo atrantado del puente.

Su cimentación se compone por medio de una zapata de 8.5 x 5.5 x 2.5 m siendo su nivel de desplante el 590.5 m, se emplearon en su construcción 117 m<sup>3</sup> de concreto  $f_c=250$  kg/cm<sup>2</sup> y 12,535 kg de acero en dos parrillas básicamente.

La sección de la pila 6 es igual al de la 5, de sección rectangular hueca con espesores de 35 cm en toda su altura y dimensiones de 6 x 3 m.

En el nivel 631.79 m comienza el cabezal que en su parte superior tiene una pendiente de 5.54%, así su nivel más alto aguas arriba es 635.508 m y el mismo aguas abajo es 634.400.

En toda la pila se emplearon un total de 144.1 m<sup>3</sup> de concreto y 31,634 kg de acero, el cabezal es una sección presforzada por doce cables constituidos por 12 @ 15 mm.

El resumen de este presfuerzo es el mostrado en la siguiente tabla:

<u>Cable</u>	<u>Long.(m)</u>	<u>Peso(kg)</u>	<u># cables</u>	<u>P_total(kg)</u>
c-1	20.31	284.3	2	569
c-2	20.18	281.8	2	564
c-3	19.98	279.7	2	558
c-4	19.83	277.9	2	556
c-5	19.73	276.2	2	552
c-6	19.73	276.2	2	552

Longitud total de cables 12 @ 15 mm: 240 m.

Peso de acero de presfuerzo: 3,952 kg.

Número de anclajes fijos: 12 piezas.

#### - Estribo 7.

El estribo 7 es el último de los apoyos que constituirán el puente, se ubica en el cadenamiento 151+422.65, su cimentación son dos contrafuertes; uno aguas abajo de 4 x 9.79 x 1.5 m y otro aguas arriba de 4 x 8.04 x 1.5 m, los niveles de desplante, para el caso aguas abajo, es 615.79 m y para aguas arriba el 622.5 m.

La separación entre ejes de dichos contrafuertes es 18.10 m, las cantidades de acero y de concreto utilizadas en su construcción son 28,243 kg y 235 m<sup>3</sup> respectivamente.

Sobre los contrafuertes descritos se construyó una trabe de 1.60 x 1.0 m con pendiente del 8.01%; que encima de ella llevará una losa de 23.5 x 3.5 x 0.40 m que adoptará la pendiente de la trabe y es en ésta donde se apoyará la última dovela del puente.

**- Superestructura.**

**- Dovalas.**

La superestructura del puente será a base de setenta y cuatro dovelas de 12 m de longitud y una de 10 m que se construirá sobre la pila 3.

Se están fabricando en los talleres de "Industria del Hierro" en Queretaro, por contar con la tecnología adecuada y equipos especiales de corte, medición y soldadura, garantizando con ésto una calidad y funcionamiento de la estructura acorde a su importancia, cada dovela tiene un peso aproximado de 40 toneladas y está formada de acero estructural A-709 grado 50 en su mayor parte. Se constituyen básicamente por dos vigas principales de 12 m (10 para el caso de la 3) de 2.6 m de peralte, y 0.6 m de patín; y 3 vigas llamadas puente de 18.10 m de largo, con 1.83 m de peralte en el centro y 1.67 m en los extremos creando así la pendiente del 2% que tendrá el puente (Fig. III.5).

**- Losa.**

El sistema de piso o losa será a base de perfiles Mon-ten sobre las vigas puente; al igual que las dovelas se están fabricando en "Industria del Hierro".

Los perfiles quedarán ahogados en la losa de concreto a fin de contar con una plataforma de trabajo, además de contar con la ventaja de evitar el cimbrado para dicha losa.

**- Tirantes.**

Los tirantes así como el procedimiento y equipo a utilizar en su instalación y tensado, serán por parte de la compañía francesa con filial en México Freyssinet estos tirantes son de procedencia belga.

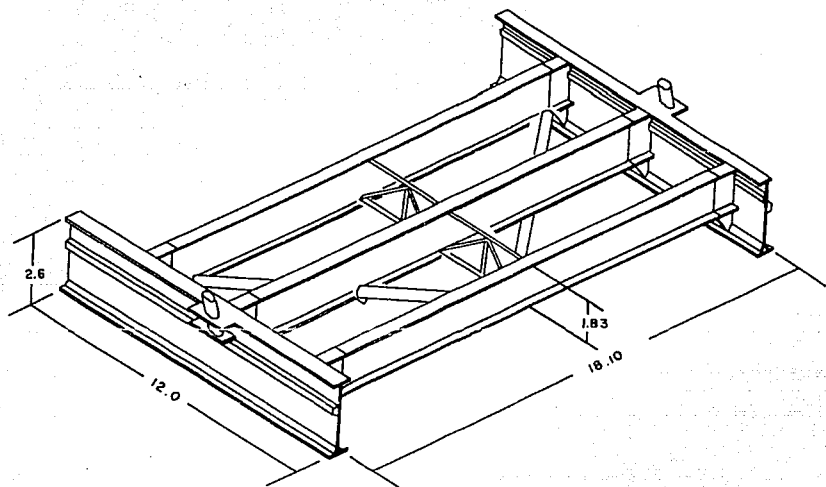


Fig. III.5.- Dovela tipo



El tirante a utilizar es un material flexible lo que dá la ventaja de un montaje y desmontaje en caso de ser necesario con relativa facilidad. Un tirante denominado también torón, está constituido por siete hilos o cables, 6 de ellos perimetralmente distribuidos helicoidalmente alrededor de un hilo central recto. Las principales características de estos cables son:

- Área nominal 150 mm<sup>2</sup> + 26 incluyendo capa de zinc.
- Carga mínima de ruptura 260 kN.
- Límite elástico 221 kN.
- Resistencia a la fatiga en 2 millones de ciclos 117 kN.
- Peso 1,3 kg/ml.
- Capa de zinc uniforme de 180 gr/m.

La concepción del anclaje consiste en anclar individualmente a cada cable y no al conjunto de cables, así, el atirantamiento se caracterizará por su modo de colocación y de tensado cable por cable, usando aparatos sencillos y ligeros lo que permitirá garantizar una tensión idéntica en todos los cables de cada tirante. Debido a la agresividad climática de la zona, los tirantes estarán protegidos con 3 barreras contra la corrosión.

Cada hilo es galvanizado antes de pasar a formar parte del tirante la envoltura se realiza desde la planta de fabricación y posee la imperiosa necesidad de ser químicamente neutro tanto con el acero como con la cera inyectable.

El torón es inyectado de un producto flexible, llamado Cera Inyctelf bajo un estricto control. La cera es depositada dentro de los espacios capilares de los cables que constituyen el tirante y la vaina de protección exterior, de tal manera que la circulación del agua a través del torón sea imposible. Por último una vaina de polietileno exterior de 2 cm de espesor. La protección del acero atrás del anclaje y dentro se hará con la inyección de la misma cera que protege al torón.

### **III.6.- Obras complementarias.**

#### **- Camino "Xaltila - San Francisco".**

Para poder tener acceso al sitio de construcción del puente fue necesario la ampliación de un camino de terracería que se localiza a la altura del km 218+000 de la carretera federal México-Acapulco, con origen en la Ciudad de México.

El camino tiene como característica general la siguiente: Una longitud total de 48 km cruzando en su desarrollo las poblaciones de San Juan Tetelzingo, San Agustín Oapan, San Miguel Tecuiciapan y San Francisco Ozomatlán. Tiene un ancho de calzada de 6 m, el tiempo de recorrido para los 48 km es aproximadamente de 1.5 hrs, lo que genera una velocidad promedio de 32 km/hr.

Actualmente dicho camino está en pavimentación debido a las peticiones presentadas por el Consejo de Pueblos Nahuas del Alto Balsas (CPNAB) y como consecuencia de los paros de la obra realizados por miembros de dicho consejo.

#### **Planta Ross.**

En esta planta se producen todos los concretos que se requieren para la construcción de la obra (Fig. III.6).

La manera de producción es la siguiente:

Se alimentan los agregados por medio de una banda transportadora que los reparte en tres tolvas contenidas en la planta unidas a una báscula para su dosificación, tanto de agregados como de cemento. Ya clasificados y pesados pasan al trompo por otra banda, es en este trompo donde se le suministra agua con un cuenta litros en un tiempo de cinco minutos para finalmente vaciarlo en las ollas para su transporte a lo que será su destino final.



Fig. III.6.- Caminos de acceso

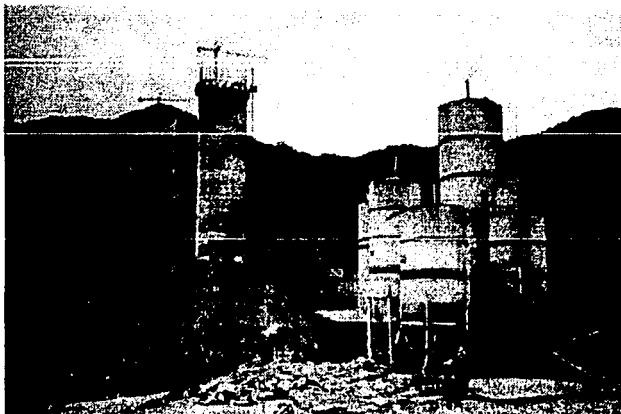


Fig. III.7.- Planta Ross

### **Planta potabilizadora.**

Debido a las condiciones del sitio de construcción, fue necesario la instalación de una planta potabilizadora de agua, de donde se suministra el agua para ingerir, y para los servicios del comedor y de la clínica.

El sistema de captación es el siguiente: Primeramente el agua del río llega a un cárcamo, del cual se bombea a una cisterna donde se asentarán los sólidos que contenga esta agua, inmediatamente después se bombea al filtro que contiene los siguientes agregados: grava de 1/2", 3/4" y 1/4", arenas verdes de manganeso y antracita; una vez filtrada se bombea a la cisterna # 10 de donde por gravedad se suministra a los baños obreros y técnicos, así como para el lavado de ropa y riego de áreas verdes.

El agua potable tiene el mismo proceso que el anterior pero su purificación se realiza en la planta de "Osmosis Inversa" y se almacena en un tanque ubicado a un lado de la cisterna # 10 que surte los servicios ya descritos.

### **Planta trituradora.**

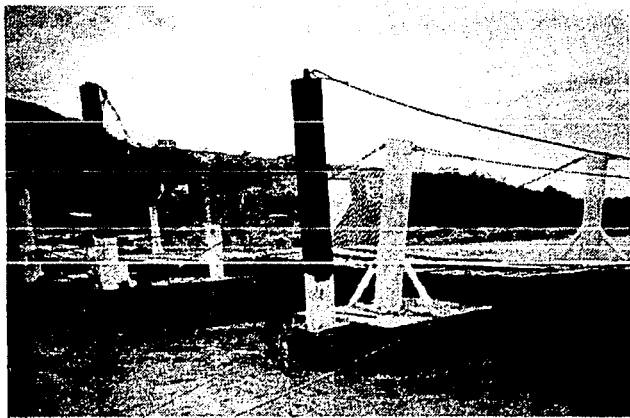
Esta planta es la que se encarga del suministro de agregados consistentes en grava de 1/2", 3/4", 1" y arena, se localiza en la margen izquierda aguas abajo de los campamentos de los obreros.

El funcionamiento de la misma es como sigue: de un depósito aluvial se extrae el material con una retroexcavadora que carga a camiones que lo acarrean y descargan en una tolva de admisión en donde se encuentra un sistema de rieles que separa el material que se empleará del de desperdicio, mediante una banda transportadora se alimenta a una criba de tres pisos en donde se separan los materiales que ya forman parte de la producción de los que necesitan trituración. Para la obtención de arena se adiciona agua al proceso y se clasifica mediante un gusano lavador.

### **Puente pontones.**

Este puente es la conexión entre ambas márgenes, su construcción se hizo utilizando pontones flotantes anclados, en uno de sus lados con un zanco o "lápiz", unidos entre ellos con traveses metálicos articulados y durmientes para su oscilación con el cambio de nivel del río en las épocas de avenidas; siendo los claros máximos de 3.60 m. Sirve para darle continuidad al acceso de los vehículos que transportan los materiales propios de la construcción, así como para los movimientos de la misma, el puente funcionará durante toda la obra y tiene una longitud de 120 m (Fig.III.7).





Pontones flotantes

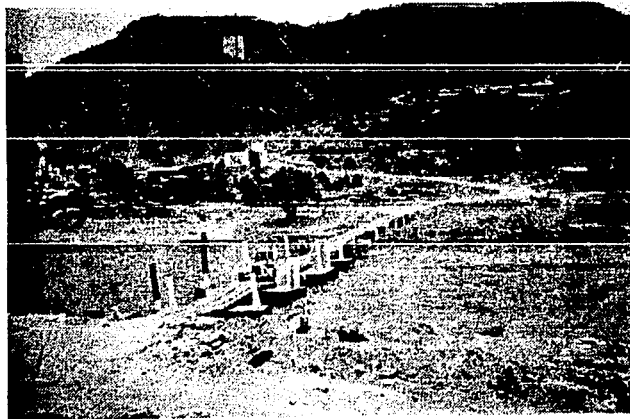


Fig. III.8.- Puente Pontones

## **CAPITULO IV**

# **PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACION.**

#### CAP. IV.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACION.

Durante la elaboración del proyecto para la cimentación del Puente Mezcala se analizaron dos opciones: superficial y profunda.

El tipo de cimentación superficial se constituye a base de zapatas aisladas para las que se realizan excavaciones a cielo abierto. Cuando estas excavaciones no son profundas y los taludes del material tienden a la vertical y el bombeo es poco, es usual efectuar a mano la extracción del material de las partes más bajas, en estos casos es preciso traspalearlo con gente colocada a diferentes niveles o bien auxiliándose de una pluma o malacate, o inclusive utilizando un cable vía en dirección de la mayor dimensión de la excavación mediante el cual el producto se eleva y transporta fuera de la misma.

En excavaciones profundas y con escurrimientos de agua factibles de ser abatidos económicamente se debe emplear equipo pesado.

Las cimentaciones profundas para este tipo de obras, se componen en esencia por pilotes precolados y pilas o pilotes colados en el lugar.

Los pilotes colados en sitio tienen una dimensión aproximada de 60 cm y se fabrican a base de concreto usando como cimbra el barreno previamente excavado o en condiciones excepcionales con un ademe metálico.

El procedimiento usual para este tipo de cimentaciones es: Inicialmente formar por excavación un cilindro vertical que sea estable, después se debe armar el acero de refuerzo para introducirlo dentro de la perforación garantizando el recubrimiento especificado, para finalmente colocar el concreto en el barreno.

Como resultado de las características de los suelos propios de la región definida para la ubicación del Puente Mezcala, se eligió a la cimentación de tipo superficial como la solución idónea para las cinco pilas que conforman el puente.



#### IV.1.- Excavaciones.

Las excavaciones para las pilas se dimensionaron en función de su profundidad y de los posibles taludes de los materiales a través de los cuales sería efectuada.

Por ser considerablemente profunda, se estimó para este efecto la necesidad de construir plataformas con sus respectivas rampas, para que el equipo de trabajo tuviera acceso al fondo de la excavación.

El procedimiento empleado para dichas excavaciones consiste en 6 actividades:

Desmante.

Despalme.

Extracción del material.

Carga, acarreo y descarga de material.

Afinamiento de taludes.

Bombeo de achique.

Desmante y despalme:

El desmante consistió en la limpieza del terreno de árboles, arbustos y piedras, para continuar con el despalme hasta donde fue posible mediante la utilización de tractores D 8N.

Esta operación fue también necesaria para la construcción de los 11 km de accesos y caminos construidos debido a lo escarpado del terreno que comunican a los siete apoyos.

Extracción del material:

La extracción del material para el despalte de las pilas, tanto en la margen derecha como izquierda, se realizó mediante el procedimiento denominado a cielo abierto,

mediante el uso de explosivos del tipo Mexamon y Godyne y coeficientes de carga  $Cc=250 \text{ kg}/(\text{m}^3 \text{ de roca})$ , previa barrenación con track-drill en toda la profundidad de la plataforma y perforadora de piso en el cajón de desplante con longitudes de barreno de 1.6 m, se realizaron cortes de más de 50 m de altura.

Los tipos de roca de la zona son básicamente basalto y lutitas, y se excavó un volumen aproximado de  $280,000 \text{ m}^3$ .

#### Carga, acarreo y descarga:

La descarga de todo el material producto de la excavación se realizó de manera lateral, con retroexcavadora y tractores D 8N, debido a que posteriormente se colocó un relleno o "Aproche" con este mismo material, el cual finalmente se compactó al 90% de la prueba "Proctor Standar".

De igual manera se emplearon tractores D 8N en el afinamiento de taludes en la zona de plataforma.

#### Bombeo de achique:

En el caso de la pila tres que por sus dimensiones y cercanía al río resultó la excavación crítica de la obra al quedar 9 m bajo el nivel del agua, fue necesario la construcción de un canal de 3 m de profundidad alrededor de toda la excavación, así como un cárcamo de bombeo de 5 m de profundidad y 2 de diámetro, en el que se colocó una bomba "Fly" de 120 lts/seg trabajando 16 horas efectivas al día, obteniendo con ésto un menor filtrado a la zona de trabajo para alcanzar un rendimiento máximo de  $140 \text{ m}^3/\text{hr}$  con materiales en su totalidad tipo "b" y "c" (Fig. IV.1).

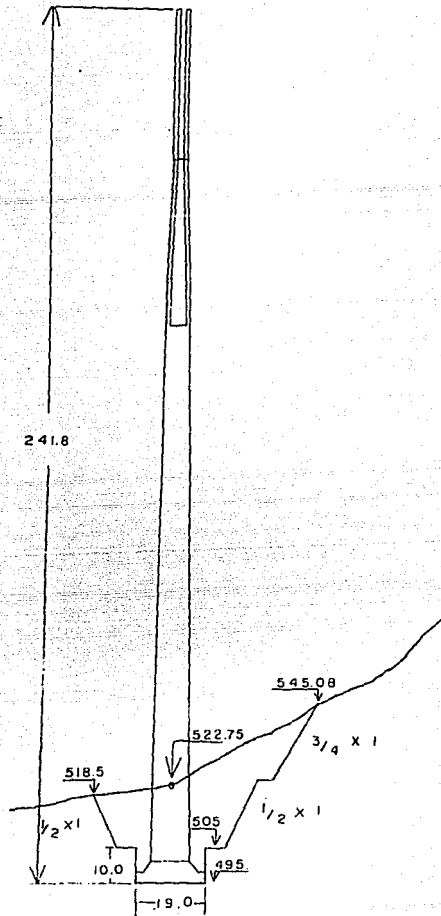


Fig. IV.1.- Excavación en pila 3

#### **IV.2.- Zapatas.**

Todas las zapatas se desplantaron por superficie en un extracto firme con capacidad de 115 kg/cm<sup>2</sup>.

Inicialmente se coló una plantilla de concreto con resistencia de 150 kg/cm<sup>2</sup>, previa limpieza en el desplante de la misma mediante un procedimiento de sopleteado por parte de la supervisión de residencia de la propia Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Las zapatas para las pilas críticas 2, 3 y 4 ya descritas en un capítulo anterior consisten en una sección rectangular de 3 m de altura seguidas de un escarpio también de tres metros de altura.

Una vez colocado el acero que indicó el proyecto, se procedió al cimbrado que a fin de evitar juntas frías consistió únicamente en la colocación de dos tapones en el sentido transversal a los 27 m dividiendo a la zapata por colar en tres cajones simétricos de 9 x 11 x 3 m, es decir que se utilizó como cimbra perimetral el mismo corte del terreno.

La secuencia de colado de estos cajones fue: Primero los dos extremos, y una vez ya fraguados y retirados los tapones se procedió al colado del central.

La colocación del concreto en las zapatas de las cinco pilas que conforman la subestructura del puente se realizó a tiro directo mediante canalones y trompas de elefante con pendiente máxima del 33% para evitar la disgregación del concreto en la zona de colocación.

Para el vibrado y acomodo se utilizaron vibradores de inmersión de 2" que son de mucha mayor potencia que los conocidos y comúnmente utilizados eléctricos. Dicho vibrado se hizo respetando el propio ángulo de reposo del concreto y en capas iguales.

## **CAPITULO V**

# **PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA SUBESTRUCTURA.**

## **CAP. V.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA SUBESTRUCTURA.**

Las pilas principales 2, 3 y 4 son del tipo piramidal huecas con espesores de 35 a 45 cm, mientras que las pilas secundarias 5 y 6 son de tipo rectangular huecas con 35 cm de espesor. Ambos tipos de pila son construidos con concretos de  $f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ .

El procedimiento constructivo de las pilas secundarias se realiza mediante la utilización de cimbra tradicional en colados de 3 m de altura, con ayuda de una grúa torre anclada al cuerpo de la pila ya construida, y con el empleo de dos bachas de 2 m y vibradores eléctricos.

Como resultado de la enorme altura requerida para las pilas 2, 3 y 4, y basándose en las estrictas condiciones de estabilidad y seguridad necesarias, se está utilizando en su construcción una cimbra autotrepante de procedencia americana, así como una grúa trepadora de 25 m de altura.

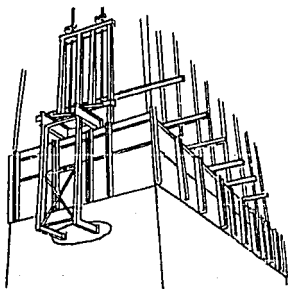
La colocación del concreto para los primeros colados se realizó por gravedad hasta donde fue posible (21 m para el caso de la pila 3), altura a partir de la cual se continúan los colados por medio de dos bachas alternadas, con la ayuda de la grúa trepadora.

### **V.1.- Cimbra autotrepante.**

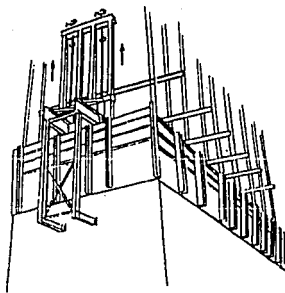
Con la utilización de la cimbra autotrepante se garantiza más eficiencia en las operaciones de cimbrado y descimbrado además de contar siempre con una plataforma en la parte superior, tanto para los trabajos de colocación de acero de refuerzo, como para la realización de los colados de 3 m, y ofrece también un mejor acabado que las cimbras tradicionales.

La decisión de esta alternativa fue por la facilidad de realizar maniobras a alturas mayores de 40 m.

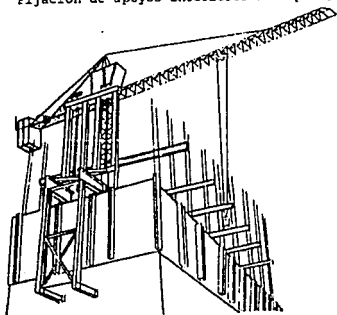
El procedimiento de trepado de la cimbra se muestra en la secuencia de la figura V.1.



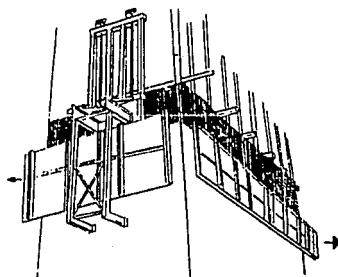
Fijacion de apoyos inferiores a la pila.



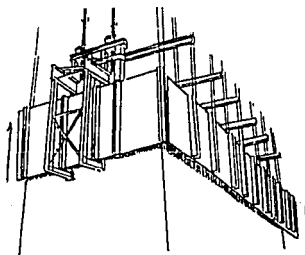
Izaje de sistemas de apoyo.



Troquelado, alineamiento y colado.

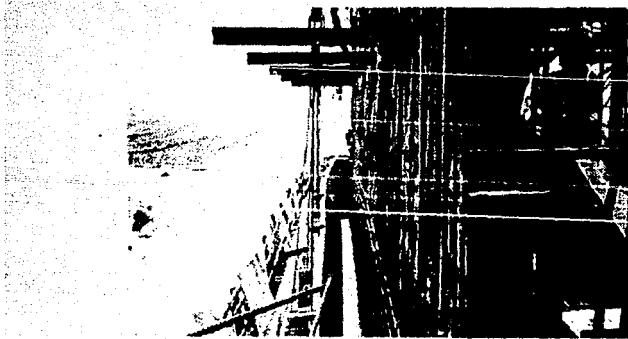


Descimbrado.

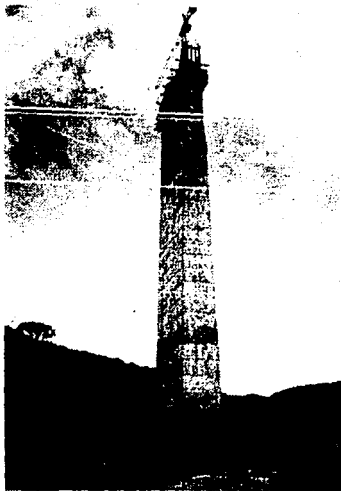


Trepado de la cimbra.

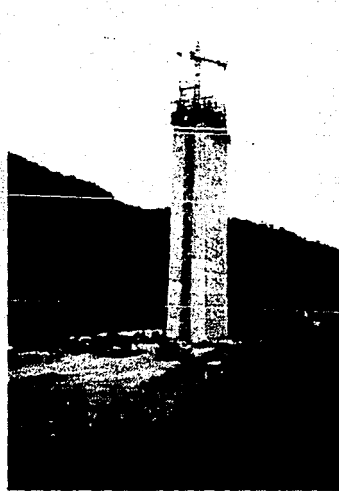
Fig. V.1.- Cimbra autotrepante



Vista de la cimbra autotrepante

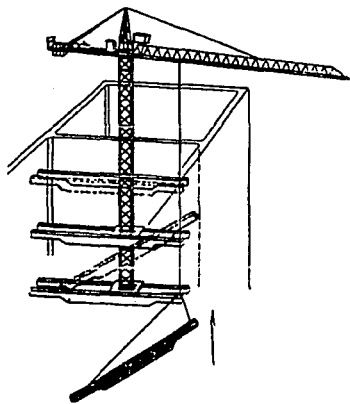


Pila 4

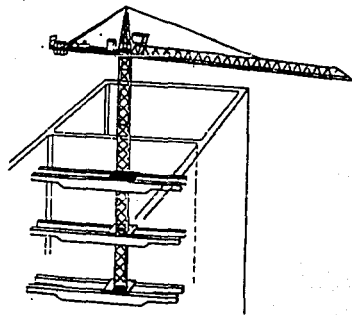


Pila 3

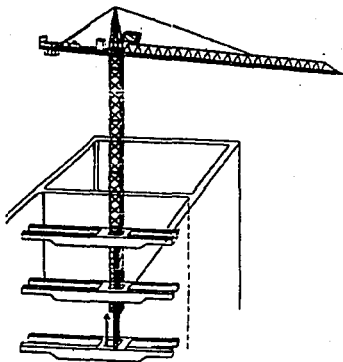




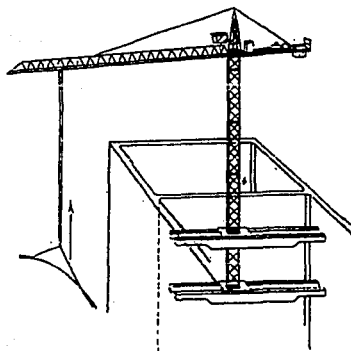
Izaje de vigas de trepado.



Izaje de marco o cinturón de trepado.



Trepado de lo guo.



Fijacion y operación.

Fig. V.2.--Grúa trepadora

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

### **V.2.- Grúa trepadora.**

La utilización de este tipo de grúa quedó obligada al definirse la altura de las pilas, resultando la grúa torre tradicional como incosteable y sobre todo insegura.

Con la utilización de la grúa trepadora se realiza tanto el ciclo de colados, como el izado de acero de refuerzo ya habilitado y listo para su colocación.

El procedimiento de trepado de la grúa comprende las siguientes 4 etapas, ilustradas en las figuras V.2a,b,c y d.

Izaje de vigas de trepado.

Izaje de marco o cinturón de trepado.

Trepado de la grúa.

Fijación y operación.

### **V.3.- Colado de la transición.**

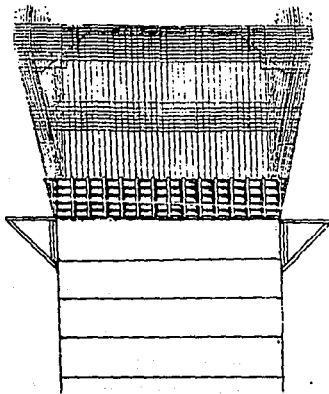
Para el colado de la transición de las pilas principales 2, 3 y 4, dado que la sección varía de 21 a 27 m en una altura de 15 m, así como para la construcción de los cabezales de las pilas 5 y 6, se fabrica una estructura de acero para apoyar la obra falsa en los costados ampliando la cimbra en dicha zona.

El procedimiento constructivo de la transición para las pilas principales es el mostrado en las fig. V.3a a la fig. V.3d.

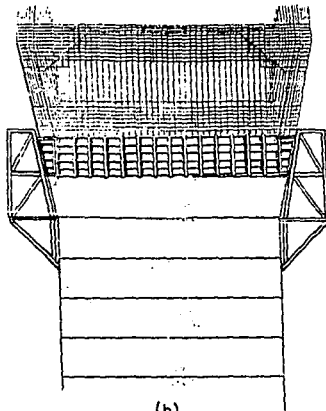
Anclado de la primer pieza de ménsula de 3 m.

Cimbrado y colado de la primera sección de 3 m.

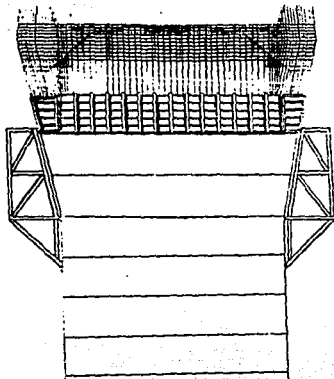
Descimbrado y anclado de la segunda pieza de ménsula de 6 m.



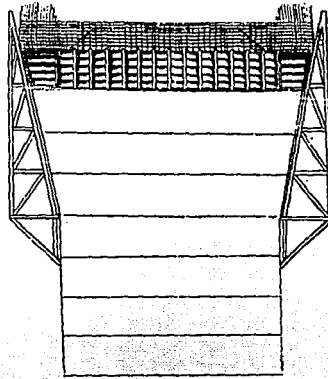
(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. V.3.- Transición de pilas principales

**Cimbrado y colado de la segunda sección de 3 m.**

**Cimbrado y colado de la tercera sección de 3 m.**

**Descimbrado y anclado de la tercera pieza de ménsula de 9 m.**

**Cimbrado y colado de la cuarta sección de 3 m.**

**Cimbrado y colado de la quinta sección de 3 m.**

**Descimbrado de la última sección.**

El procedimiento para la construcción de los cabezales de las pilas secundarias mostrado en las figuras V.4a a la V.4e es :

**Anclado de las ménsulas de 6 x 9 m.**

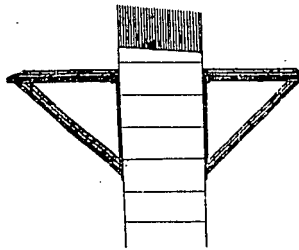
**Colocación de la obra falsa.**

**Armado, cimbrado y colado del cabezal.**

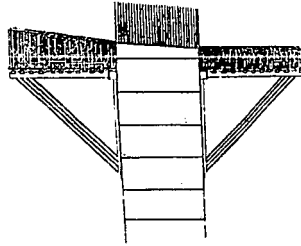
**Descimbrado y retiro de obra falsa así como de ménsulas.**

#### **V.4.- Colado del mástil.**

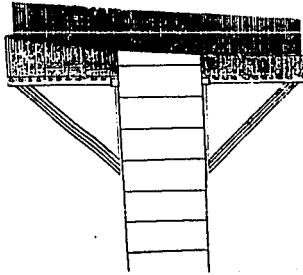
Para la construcción de estos elementos se aprovechará la cimbra autotrepante de las pilas, adecuándola a la geometría del mástil de 2.5 x 3 m, se utilizará para el colado el mismo procedimiento descrito para las pilas mediante bachas, aunque las grúas serán del tipo torre y estarán apoyadas en el primer módulo de la superestructura.



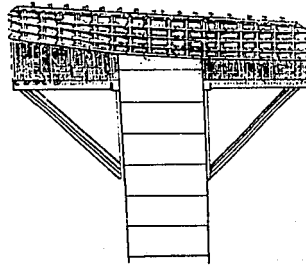
(a)



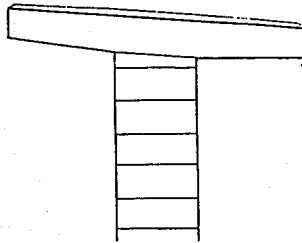
(b)



(c)



(d)



(e)

Fig. V.4.- Cabezal de pilas secundarias

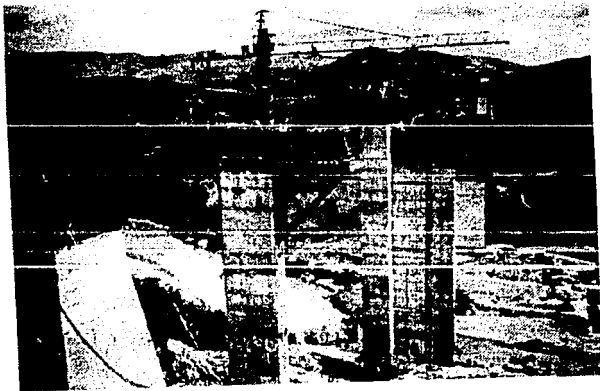


Fig. V.5.- Cabezal de pila 6

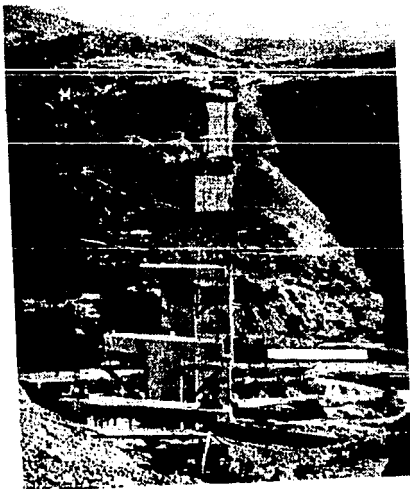


Fig. V.6.- Vista general

## **CAPITULO VI**

# **PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA SUPERESTRUCTURA.**

## **CAP. VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA SUPERESTRUCTURA.**

Para la construcción de la superestructura se utilizarán 3 tipos de procedimientos con tres frentes simultáneos de trabajo; en las márgenes izquierda y derecha se utilizará el sistema de empujado y lanzado, y en la pila 3 las dovelas se izarán mediante gatos y cables.

Para proceder con estos sistemas será necesario tener las dovelas ya pintadas en los 3 frentes, y soldadas para el caso de los estribos 1 y 7.

Para este tipo de estructuras se considera que la vida útil en servicio, será de más de 100 años, razón por la cual deben aplicarse medidas de protección estrictas para minimizar las necesidades de su mantenimiento, tomando en cuenta que los tableros están formados por dovelas metálicas de traveses longitudinales con piezas de puente.

Las piezas metálicas van a estar sujetas a condiciones muy severas de maniobras y montaje bajo la acción de un medio ambiente corrosivo, con temperaturas que tienen variaciones considerables, con fuertes gradientes de dilatación. Adicionalmente se presentarán en estos elementos grandes deformaciones debido a las dilataciones térmicas y a las sollicitaciones de carga.

Por otro lado existirán dificultades para su conservación y mantenimiento, debido a su enorme altura sobre el nivel del río.

### **VI.1.- "Sand-blast" y pintura.**

Antes de la aplicación de la protección anticorrosiva, se requiere de una exhaustiva limpieza de la dovela mediante chorro de arena (Sand-blast); en el proceso se emplea arena sílica que pase a través de la malla de 3/4" y que esté totalmente libre de agua, para lo que se emplea un riguroso proceso de secado de la misma.



La protección anticorrosiva de las dovelas se hará con un recubrimiento que consiste en un primario de acción galvánica que se aplicará sobre las superficies debidamente preparadas, y por una serie de capas de acabados relativamente gruesas, impenetrables para el medio ambiente, con capacidad para soportar la abrasión y la erosión, suficientemente elásticas y resistentes para absorber los impactos y las dilataciones del acero, y de un producto lo más económico y durable posible.

La capa del primario tiene un alto contenido de sólidos o pigmentos de zinc suspendidos en una resina de poliuretano. Esta capa del primario deberá tener un espesor de una milésima de pulgada, capaz de penetrar profundamente en las porosidades de la superficie del acero, para que si llegaran a perforarse los recubrimientos de acabado colocados sobre el primario, los pigmentos de zinc, por ser más anódicos que el acero proporcionen una protección galvánica al metal base.

Mediante una preparación adecuada de la superficie de las dovelas, deberá darse un anclaje a la resina primaria que garantice su adherencia permanente. De esta forma la resina del primario, por ser de la misma naturaleza química que la resina de acabado, creará una fuerte adherencia con dicho acabado sin que sea necesario emplear otra resina de enlace compatible con las dos capas.

El recubrimiento de acabado consistirá en un poliuretano aeromático con un porcentaje de sólidos aproximadamente del 95%, dicho recubrimiento será de 30 milésimas de espesor en las caras exteriores y 20 milésimas en las caras interiores, en general se estima que cada milésima de recubrimiento de acabado protege por un año al recubrimiento primario; los uretanos de acuerdo con experiencias de laboratorio reportadas tienen un rendimiento de 1.25 años por milésima; por lo cual podrá esperarse que la pintura de protección utilizada para el Puente Mezcala dure, sin deterioros significativos, un promedio de  $1.25 \times 30$ , es decir 37.5 años aproximadamente.

## **VI.2.- Soldadura de dovelas.**

Debido a que toda estructura de la calzada será a base de dovelas de acero, la fijación de ellas entre sí, se hará mediante varios procedimientos muy rigurosos de soldadura y con las más altas especificaciones técnicas.

En mayor medida, en la fijación de dovelas se utilizarán dos tipos de soldadura:

- Soldadura manual con electrodo revestido.
- Soldadura de arco con alambre y núcleo de fundente.

Las especificaciones más generales a seguir para el procedimiento de fijación de dovelas son las siguientes:

- 1ª.- Se harán los cortes de material y biselés para preparación de juntas, éstos tendrán que hacerse con equipos de corte oxi-gas o de oxiacetileno.
- 2ª.- Se deberá eliminar todo indicio de humedad en las preparaciones realizadas mediante un pre calentamiento ligero de 30 a 40°C para espesores hasta de 3/4", y de 40 a 60°C para espesores mayores a éste.
- 3ª.- La técnica para soldar, tal como el diámetro del electrodo, voltajes, amperes y corriente para cada electrodo deberán apearse a las especificaciones propuestas en el proyecto.
- 4ª.- Cualquier raspadura o agujero que aparezca en la superficie de cualquier cordón de soldadura, será eliminado por cincelado, esmerilado o pulido con disco abrasivo para obtener metal sólido y sano antes de resoldar.
- 5ª.- Todas las soldaduras terminadas tendrán un minucioso checado radiográfico a fin de verificar su calidad, y en el caso de no cumplir con ésta se procederá de nuevo a su resoldadura.

### **VI.3.- Sistema de empuje.**

El sistema de empuje mostrado en la fig. VI.1 es de procedencia francesa y funciona por medio de un par de mordazas hidráulicas que aprisionan el patín inferior de la viga principal como se indica en el corte A-A de la figura, montadas sobre un carrito guiado, las cuales son empujadas por dos gatos hidráulicos de doble efecto.

El sistema consta de una plataforma de habilitado a base de dos largueros de concreto continuos, bajo los patines de las vigas principales del tablero, provista en su cara superior de una plancha continua de acero. El deslizamiento de las dovelas se hace con interposición de patines de acero engrasados como se simplifica en el detalle 1 de la figura VI. 1.

Para impedir el movimiento del tablero a causa de la pendiente durante el recorrido de retorno de los gatos y de las mordazas de empuje, se prevee la instalación de guías laterales, que se apoyarán en el patín inferior de la viga principal. Como el patín lleva un refuerzo de ancho variable las guías pueden cambiarse de posición transversal o longitudinalmente, para salvar esta zona.

### **VI.4.- Procedimiento de empujado.**

Para lograr los claros 1 - 2 y 7 - 4, se colocará un tramo de 231.86 m y otro de 313.15 m de longitud respectivamente mediante el procedimiento de empuje hasta 65 m con la ayuda de un atirantado provisional, después de las pilas 2 y 4 se ensamblarán e irán empujando las dovelas desde la plataforma de trabajo.

Hecho ésto en el caso del estribo 7, y desde la losa en el estribo 1, se procederá a reemplazar el atirantamiento provisional por el definitivo e inmediatamente después se lanzarán seis dovelas en el caso de la margen izquierda y cinco en la margen derecha, atirantándose éstas conforme son lanzadas, lográndose así un acceso para los concretos de la losa de los tramos

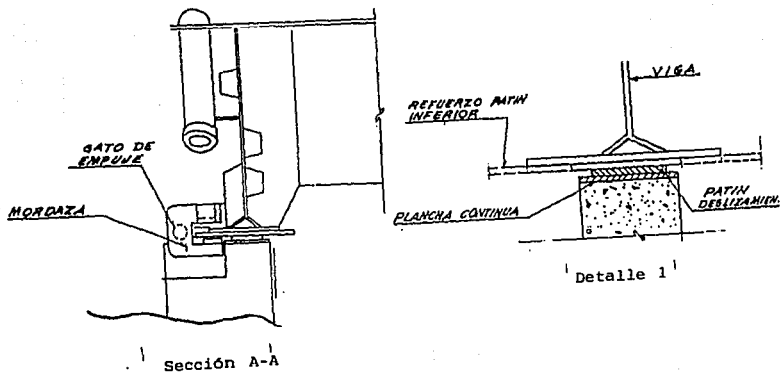
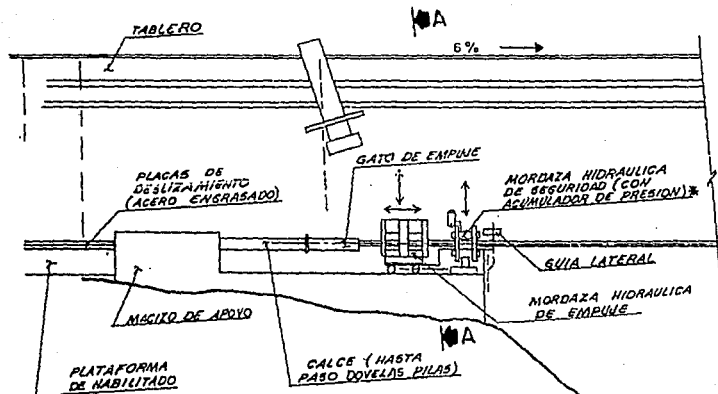


Fig. VI.1.—Sistema de empuje

1 - 2, 2 - 3, 7 - 4 y 4 - 3, además de trabajar en forma independiente y sin interferencias en el claro principal, obteniendo con ello tres frentes de trabajo independientes en los tramos atirantados, desligando a la pila 3 que es la ruta crítica de la obra.

Tanto en la margen izquierda como en la derecha se planeó la utilización de una dovela de menor peso (14 ton) y de mayor longitud 18 m en lugar de los 12 m de la dovela tipo; llamada nariz y cuya finalidad es la de hacer contacto con la pila 2 en el caso de la margen izquierda y con la pila 4 en el caso de la margen derecha, antes del que se haría sin la existencia de éstas, en cada ambo de dichas narices a las pilas 2 para la margen izquierda y 6, 5 y 4 en la margen derecha se realizará un rescate de ella mediante malacates, pues se prevee que lleguen abajo del nivel de pila, por causas naturales de flexión.

**- Margen izquierda.**

La secuencia de la fig. VI.2a a la VI.2g muestran el procedimiento de empujado para la margen izquierda que consta de las siguientes 8 fases.

- 1.- Ensamble de las primeras 6 dovelas en plataforma de habilitado y colocación de nariz provisional.
- 2.- Empujado de la pieza nariz y soldado de las 7ª y 8ª dovela; denominadas MI-13 (margen izquierda, dovela 13) y MI-14 respectivamente
- 3.- Se empujan las primeras 3 dovelas y se sueldan las 3 siguientes 9ª, 10ª y 11ª, se colocan los primeros 2 tirantes y el mástil provisional sobre la dovela MI-12. Se lastrará la estructura como se indica en el detalle No.1 sobre las piezas de puente de la dovela MI-17 con las traves principales de las piezas MI-5 y MI-6.

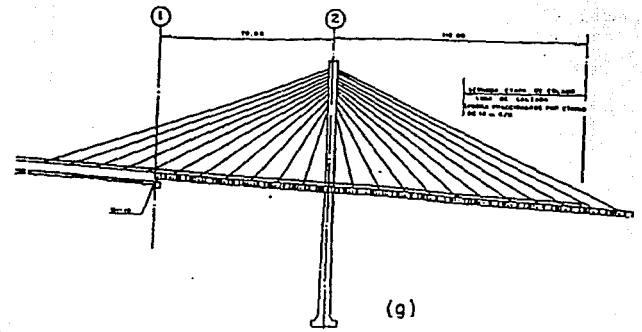
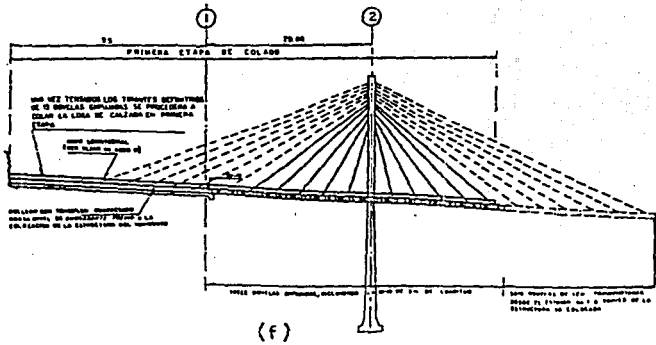
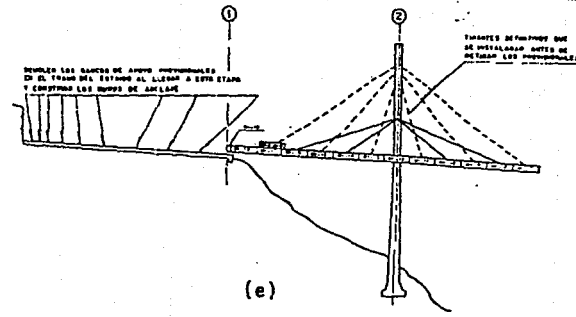
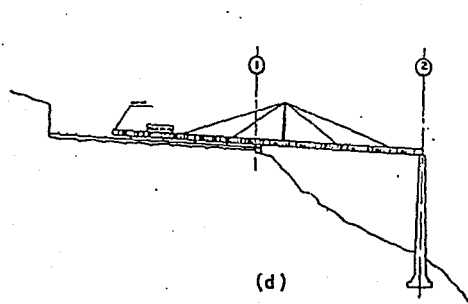
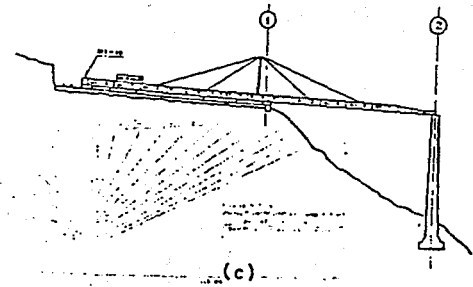
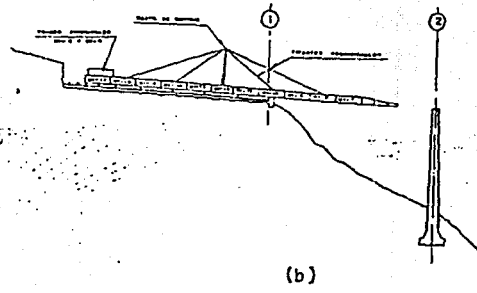
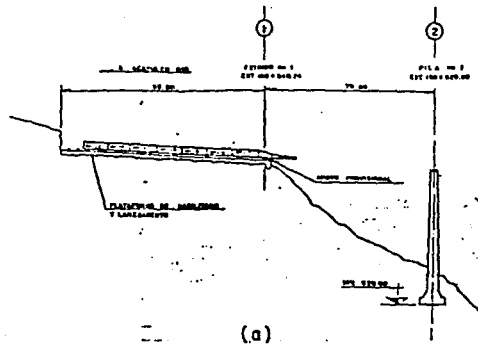


Fig. V.1.- Empujado en margen izquierda

4.- Se prosigue el empujado de las 4ª y 5ª dovelas hasta llegar a la pila 2, y se suelda la 12ª MI-18 así como la MI-19 de 3 m de longitud.

5.- Una vez que llega la estructura a la pila 2 se retira la pieza nariz, procediendo al empujado sin ésta.

6.- Cuando la dovela con el mástil provisional se encuentra sobre la pila 2 se instalan los primeros 3 tirantes definitivos, terminando aquí la fase de empujado.

7.- Ya colocados los tirantes de la etapa anterior se transportan las siguientes 8 dovelas sobre la estructura empujada y se irá tensando el tirante inmediato anterior. Una vez tensados los tirantes definitivos de las 13 dovelas empujadas se procederá a colar la losa de calzada en primera etapa para lo que se rellenará al 90% de la prueba "Proctor Standard" el estribo 1 hasta el nivel de subrasante.

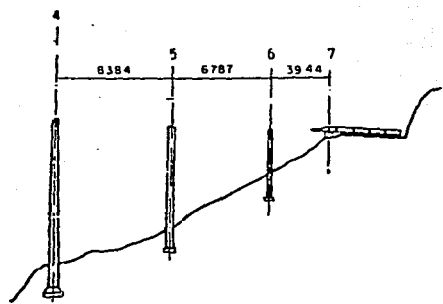
8.- Habiendo terminado de montar las 6 dovelas que se transportarán desde el estribo y tensados los tirantes correspondientes, se procederá a colar la losa de calzada marcada como 2ª etapa.

- Margen derecha.

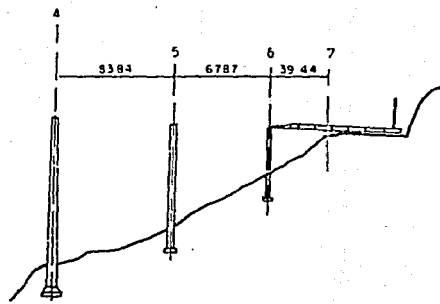
Para la margen derecha se seguirán fases como se muestra en la fig. V1.3a la VI.3i.

1.- Se ensambla la nariz de lanzamiento y las cuatro primeras dovelas.

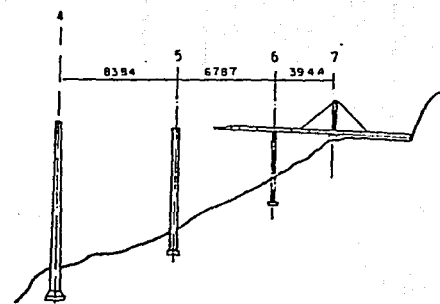
2.- Se empuja la estructura hasta que la nariz llegue a la pila 6, y se sueldan las 5ª y 6ª dovelas. Sobre la 6ª dovela MD-11, se coloca el mástil provisional.



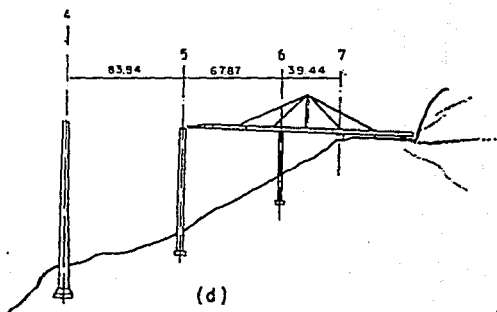
(a)



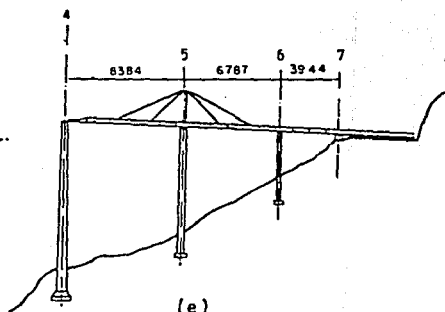
(b)



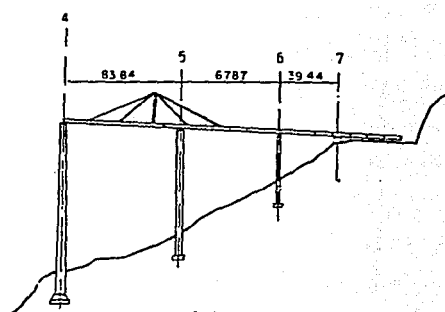
(c)



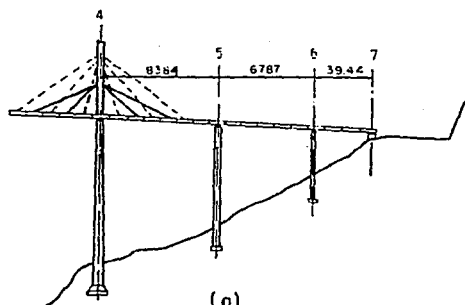
(d)



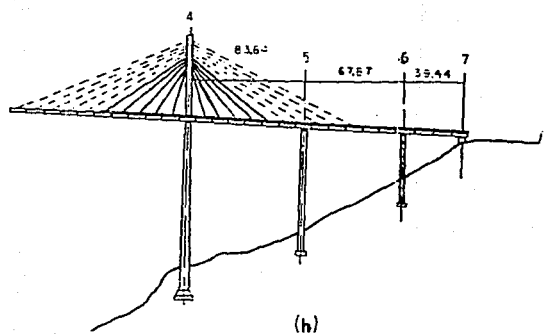
(e)



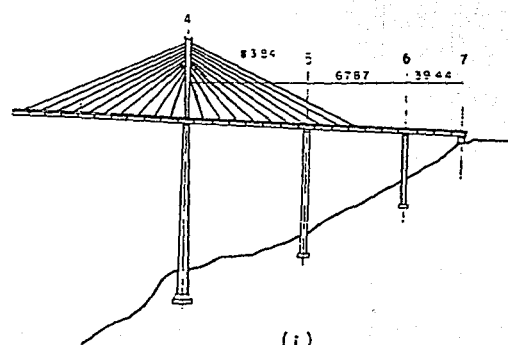
(f)



(g)



(h)



(i)

Fig. V.3.- Empujado en margen izquierda



3.- Se rescata la naríz provisional en pila 6 y se continúa el empujado hasta llegar el mástil provisional al eje del estribo 7, y se coloca y tensa el primer tirante provisional. Se sueldan las cuatro siguientes dovelas MD-12 (margen derecha, dovela 12) MD-13, MD-14 y MD-15.

4.- Se empuja la estructura hasta que el voladizo tenga 55 m en el claro 6 - 5, se instala otro tirante provisional para proseguir con el empujado hasta que la naríz llegue a la pila 5, después se sueldan las dovelas 11ª y 12ª, MD-16 y MD-17.

5.- Se rescata la naríz en pila 5 y se continúa con la secuencia de empujado y soldado de dovelas hasta llegar a la pila 4 y tener ensambladas un tren de diecinueve piezas.

6.- La estructura se apoya en la pila 4 procediéndose a retirar la naríz de lanzamiento.

7.- Al llegar la dovela en la que se encuentra el mástil provisional al eje de la pila 4, se instalan los tres primeros tirantes definitivos y una vez tensados, se retiran los provisionales.

8.- Una vez tensados los tirantes definitivos de las dovelas empujadas, se colocará la losa de calzada en su primera etapa y sobre de ésta se transportarán y ensamblarán las cinco dovelas restantes, conforme se irá tensando el tirante inmediato anterior.

9.- Habiendo terminado las cinco dovelas que se transportarán desde el estribo 7 y tensado los tirantes correspondientes, se procederá al colado de la losa de calzada marcada como segunda etapa.

## **VI.5.- Sistema de izaje.**

El dispositivo estará construido de manera que más de la mitad de él, descansan sobre el tablero y el resto quede en voladizo, alojando a los sistemas mecánicos de izaje (gatos, enrolladores, torones, balancines, etc.)

Estas estructuras una vez sujetas sobre el elemento ya construido son capaces de soportar su peso propio y el peso de la dovela por izar. Se utilizarán simultáneamente dos sistemas de izaje, uno en el montaje de dovelas lado tierra de la pila 3 y otro en el lado río de la misma (fig. VI.4).

El sistema de izaje está constituido principalmente por dos vigas longitudinales de 23.3 m separadas a 19.6 m, cada viga tiene una parte en voladizo de 9.4 m, las dos vigas se apoyan sobre las vigas puente de las dovelas a 12 m de distancia mediante 4 barras de presfuerzo tensadas cada una a 15 ton. El peso del sistema en su conjunto es aproximadamente de 30 toneladas.

El sistema posee un pórtico colocado a 7.9 m del apoyo delantero de la viga principal, en él se ubican los dispositivos hidráulicos de izaje de dovelas: gatos, torones, malacates y dos balancines; con estos equipos el peso del pórtico es de 11 ton.

En la parte trasera del sistema se localiza un bloque de concreto que funciona como contrapeso colocado a 1.15 m del apoyo de atrás de las vigas principales.

Para tener un control sobre la nivelación de estos sistemas se colocarán aditamentos especiales en varios puntos, ya que de la exactitud de las medidas depende la geometría final de la obra, habiendo sido preciso tomar en cuenta los innumerables factores que influyen en provocar deformaciones en los voladizos como el peso propio del sistema, el peso de la dovela que se está izando, la temperatura, el peso del equipo y los materiales, del personal sobre el voladizo, etc.

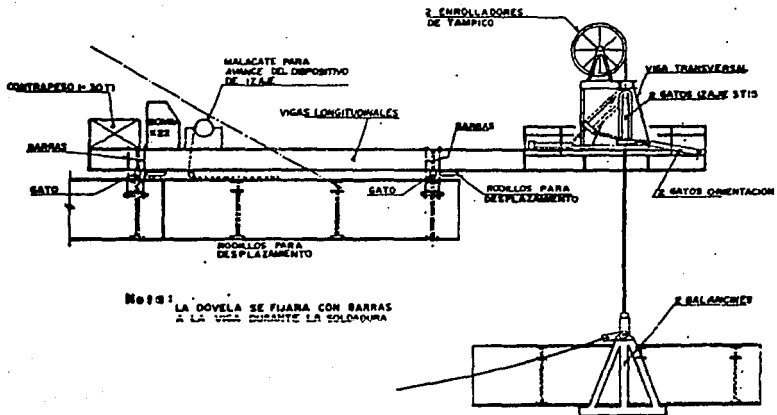


Fig. VI.4.- Sistema de izaje

### **VI.6.- Procedimiento de izaje de dovelas en pila 3.**

El sistema de izaje descrito anteriormente se utilizará para el montaje de dovelas en la pila 3 y se construirá por secciones con la ayuda de la grúa previamente instalada.

- Montaje de dovela sobre pila y del sistema de izaje.

La dovela sobre pila será la única de todas las que conformarán el puente de 10 m de longitud en vez de los 12 m de la dovela tipo. Esta dovela se ensamblará y soldará sobre la pila, para lo que será necesario subirla en piezas por medio de maticos que a su vez serán armados sobre la pila.

Una vez construida la dovela sobre pila, se armará sobre ella uno de los dos sistemas de izaje con el que se subirán las dos dovelas contiguas a la dovela sobre pila.

La construcción de las dovelas contiguas a la dovela sobre pila se realizará en tres etapas (fig. VI.5).

**Etapa 1.-** Con un sólo sistema aumentado con dos narices y dos equipos de izaje montados en cada extremo, se realiza el ascenso de las 2 dovelas, posteriormente se fijan y se sueldan.

**Etapa 2.-** Se recorren los equipos de izaje, uno sobre la nariz extrema y el otro sobre la viga como se ve en la fig. VI.5b, se avanza el sistema y se fija al voladizo, ya construido se desmontan el equipo de izaje trasero y la nariz.

**Etapa 3.-** Se sube el segundo sistema de izaje, se arma y se fija al tablero ya construido, se colocan los primeros tirantes de esta parte del puente y se instalan los equipos de izaje y contrapesos, quedando así el sistema, en posición para iniciar el montaje de dovelas en doble voladizo.

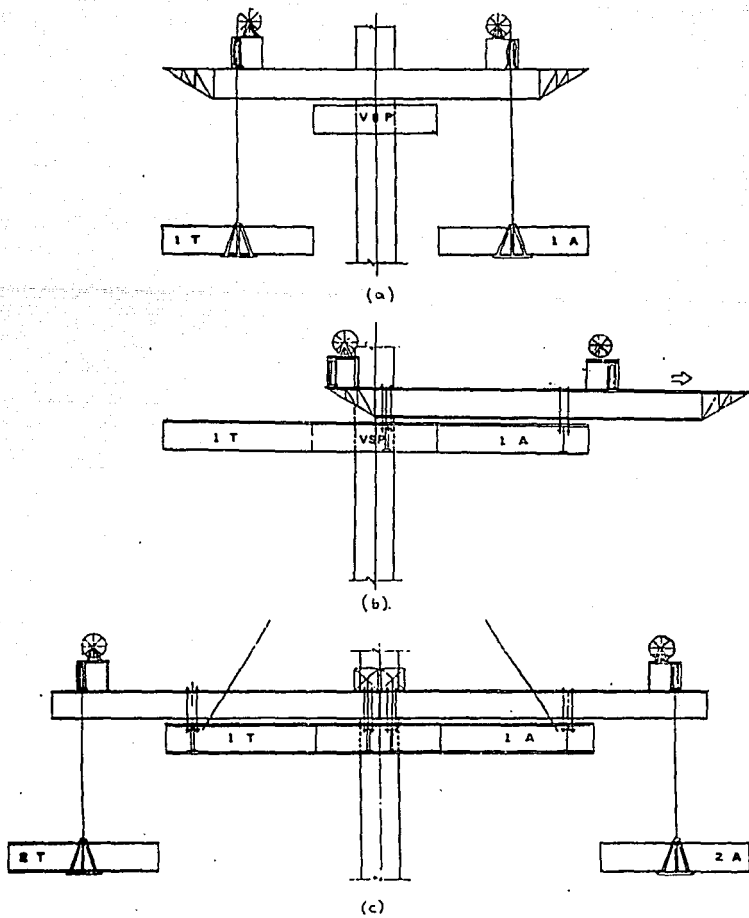


Fig. VI.5.- Montaje de Eóvelas contiguas a pila 3

- Izaje de dovelas hasta los extremos de los voladizos.

Para poder izar las dovelas hasta el extremo de los voladizos se emplearán además de los dos equipos instalados sobre cada uno de los sistema de izaje; otros gatos o malacates cercanos a la pila; que se denominan gatos de pila. El procedimiento de izaje de dovelas a seguir es la secuencia que muestra la figura VI,6 y que comprende las siguientes seis fases.

1.- Fijación de balancines a las dovelas (fig. VI.7).

2.- Izaje vertical de dovela con gatos de pila hasta un nivel predeterminado.

3.- Se para el izaje con gatos de pila, y se inicia éste con los gatos extremos, hasta llevar a la dovela a la mitad de la distancia entre gatos.

4.- Se para el izaje con gatos extremos y se inicia el descenso con gatos de pila, hasta que la dovela llegue a la vertical de los gatos extremos.

5.- Izaje final de la dovela hasta el extremo del voladizo.

6.- Fijación de la dovela, desmontaje y descenso de balancines, montaje y tensado de tirantes, y avanza de todo el sistema.

#### **VI.7.- Procedimiento de tensado de los tirantes.**

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

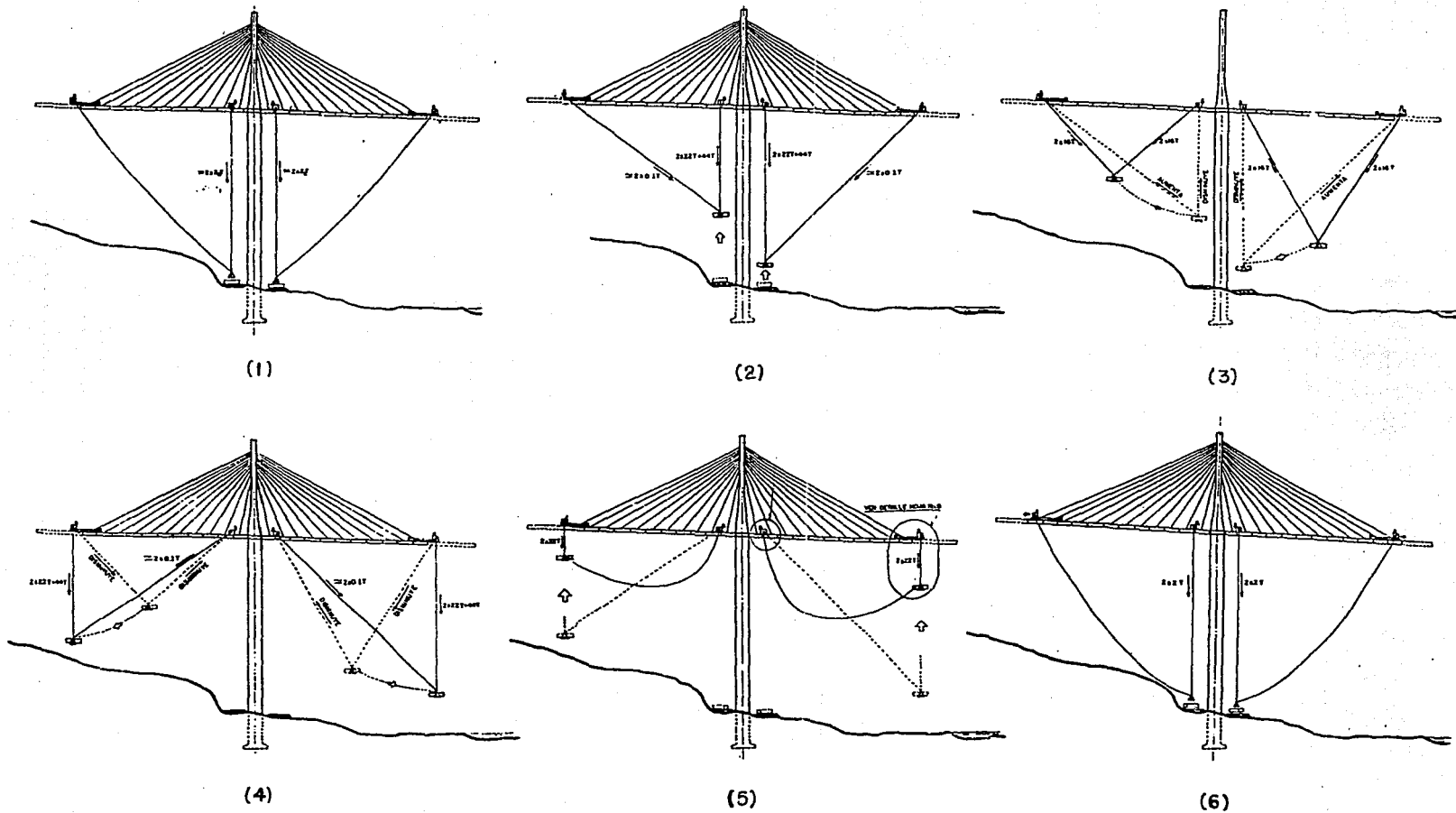


Fig. VI.6.- Izaje de dovelas en pila 3

Insertado de los torones.

Para el insertado de los torones, se cortarán uno a uno sobre un banco de corte, dando la longitud requerida para su montaje. Dicha longitud será la longitud teórica de la distancia, más la catenaria calculada para lograr un esfuerzo de montaje menor a los 200 kg arriba del peso teórico propio.

Posteriormente se cortarán los 6 hilos perimetrales, para dejar el hilo central sobresaliendo 10 cm, para la conexión con el hilo guía que ayudará en su inserción.

En el mástil, se colocarán los anclajes pasivos con sus prensa-estopas, sus cuñas, la canastilla de montaje y desviador, el tubo de anclaje guía sobre el cual se instalará una placa que permitirá colocar un gato unifiilar para jalar el hilo guía así como la recuperación parcial de la catenaria para el caso de tirantes más largos (fig. VI.8).

En el tablero se tendrán los anclajes activos con sus accesorios para el posterior tensado, en la sección circular de la dovela que albergará el tirante.

El centrado de los anclajes pasivos en el mástil respecto al eje de las placas, así como el que se mantengan en su posición se logrará mediante un dispositivo de fijación auxiliar.

El montaje de los anclajes se hace antes de la colocación de los torones y fuera de la ruta crítica de la obra.

Una vez instalado la totalidad del anclaje pasivo del mástil se procederá a la inserción del tirante torón por torón, para ésto se levantará la extremidad superior del primer torón mediante un cable auxiliar y un malacate de 500 kg de capacidad, que previamente será instalado dentro del pilón. Cuando la punta del torón llegue delante del tubo de anclaje superior, se insertará un cable guía montado con sus cuñas, a través del propio anclaje.

La conexión de la punta del torón con el cable guía se efectuará mediante un acoplador cuyo diámetro exterior es el mismo que el del torón. Entonces el conjunto estará preparado para ser traccionado desde el interior de la pila, así, el acoplador y el torón pasarán a través de las cuñas, una distancia predeterminada.



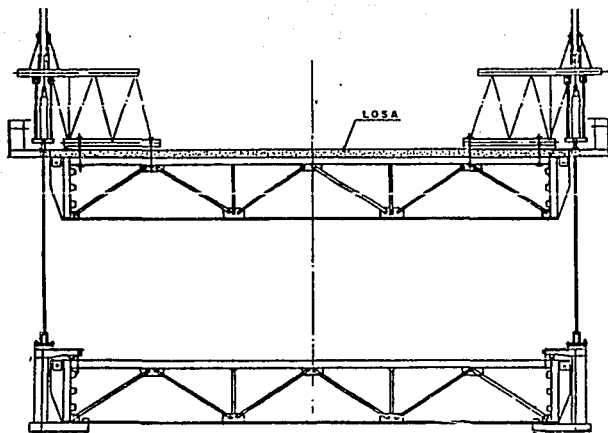


Fig.VI.7.- Fijacion de balancines a la dovela

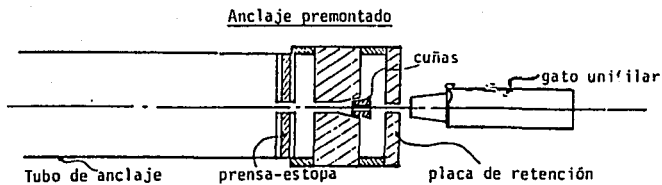


Fig.VI.8.- Anclaje pasivo

Esta operación se repite de la misma manera para el segundo y subsecuentes torones, y para éste la tensión se termina cuando la marca llega a la misma distancia de la cara del anclaje que la del primer torón, pero con una cantidad suplementaria igual a la penetración natural del primer torón.

Para insertar la punta inferior se emplea igualmente un cable guía de longitud suficiente para ser conectado con la punta inferior del torón, mediante otro acoplador, se tirará de la misma manera desde el tablero hasta que el acoplador pase a través de las cuñas quedando automáticamente anclado. Con el gato unifilar se tensa dicho torón a una tensión precalculada y se medirá la penetración natural de él.

#### -Tensado de los tirantes.

El tensado de cada tirante se hará mediante la colocación de un gato monotorón en zona de anclaje activo, los que serán transportados montados en carros especiales para facilitar la maniobra. La tensión del par de tirantes correspondientes a cada dovela se hará simétricamente respecto al eje de la pila, a fin de evitar posibles esfuerzos que provoquen una deformación en la estructura o en el mástil. Los anclajes del tirante permiten retensar o destensar cuantas veces sea necesario. Una vez terminada la tensión del tirante, se cortará la sobre longitud producto de dicho tensado y se colocará el desviador y la guía o alineador.

En algunas ocasiones, la tensión que se le dé a un tirante durante la construcción, podrá ser 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, perdería su utilidad como protección de los tirantes al permitir el paso del agua. De tal suerte se tendrán que efectuar:

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.

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

**Inyección de la lechada.**

La inyección de protección de los tirantes será fundamental efectuarla correctamente, dado que de ello depende en buena medida la vida útil del puente.

Antes de la inyección se limpiarán los ductos con agua a presión para quitar el aceite soluble, empleado como protección provisional durante su montaje, después el agua se secará con aire comprimido.

Se deberá emplear una lechada que presente una exudación baja, para lo cual se harán pruebas de laboratorio a escala natural, a fin de definir la dosificación adecuada. La exudación es un fenómeno de inestabilidad entre un material en polvo y otro líquido, que dá lugar a una sedimentación, lo que provoca que en la parte alta pierda sus propiedades. La lechada se compondrá de agua, cemento, plastificante y aditivos como la empresa encargada del atirantamiento lo especifique. La inyección de la lechada se llevará a cabo de abajo hacia arriba.

Para los tirantes que se anclarán dentro del terreno natural en el estribo 1, se colocarán unos tubos de protección con una profundidad predeterminada para cada anclaje. Para que la lechada llene completamente los tubos de protección tendrán respiraderos de control, con el objeto de observar en la parte alta de la inyección su calidad.

Cuando empiece a salir la lechada por los respiraderos construidos, no saldrá con las mismas características con las que se está inyectando, por lo que la expulsión se dejará durante un período corto de tiempo, hasta que dichas características sean similares. Luego se cerrará el respiradero y la lechada llenará las tuberías de protección del tirante.

Por último se colocarán las vainas de p.v.c. así como los capuchones de protección general, que se inyectarán con cera precalentada para su sellado.

## **COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.**

## COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.

La historia de la construcción de los Puentes es la historia de la civilización, por ello podemos medir gran parte del progreso humano.

El proyecto y la construcción de Puentes en México ha tenido un rápido desarrollo, especialmente en los últimos años, durante el que se han introducido nuevas técnicas y materiales en la Industria de la Construcción.

De esta manera la construcción del Puente Mezcala, con sus 242 m de altura en la pila 3, que la harán la más alta del mundo en concreto a la fecha de su terminación, así como las novedosas técnicas de cimbras y grúas autotrepantes, o los modernos sistemas de empujado e izado de dovelas, colocan a México como uno de los países que van a la vanguardia en materia de construcción de Puentes.

La realización de obras de tal magnitud como la descrita en esta Tesis, implica conjuntar una gran cantidad de elementos tanto materiales como humanos.

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

Destacan entre las dificultades de construcción de la obra, hasta la fecha:

Las que ocasionaron la zona de construcción del Puente, que obligaron a ampliar el camino de 42 km de terracería para llegar al sitio, así como a realizar 11 km de caminos para tener acceso a los siete apoyos, y la ejecución de obras adicionales tales como:

Un Puente flotante para el cruce del río, una planta potabilizadora, instalación de campamentos con los servicios indispensables, oficinas, comedores, etc.

- Las que provocaron la enorme altura del Puente y que obligaron a utilizar no sólo modernos equipos, sino también mano de obra especializada en el manejo de dichos equipos y personal preparado para trabajar a grandes alturas, así como la construcción de escaleras e instalación de elevadores, o las dificultades mismas para el ascenso del concreto y su colocación.

- Las que generan las condiciones extremas del clima de la zona, que en ocasiones hacen trabajar hasta con temperaturas superiores a los 45°C, o las que por cuestiones de lluvia o vientos extremos provocan el paro total de actividades durante varias horas.

- Las que presentaron el Consejo de Pueblos Nahuas del Alto Balsas, que como consecuencia de los paros de la obra lograron la construcción y pavimentación del camino Xalíla-San Francisco, que aunado al empleo de mano de obra de la zona, y al comercio natural que en ella se genera, acarrea como resultado un beneficio para la región.

Se deberán aplicar adecuadamente y bajo estricta supervisión las diferentes tecnologías que para los anclajes, zonas de presfuerzo, soldadura de dovelas, tensado de los cables, etc. determina el proyecto. En términos generales se puede definir a los puentes con estructuras atirantadas, como una de las variantes que permiten hoy en día salvar grandes claros en forma segura, económica y funcional.

Es importante resaltar que a través de la realización de proyectos como la autopista Cuernavaca Acapulco, se acelera la reactivación de la economía nacional, con la creación de más de cinco mil fuentes de trabajo, vigentes durante la construcción de toda la obra, así como la necesidad de modernizar, en un corto plazo, el parque de maquinaria a nivel nacional, además de permitir el abatimiento del rezago de la infraestructura del País.

Considero muy importante señalar, que estamos entrando en una etapa, en la que resulta preponderante que la construcción de este tipo de obras, así como los servicios derivados de ellas, reúnan un alto nivel de calidad, se realicen bajo un ambiente de alta competitividad y procuren la alta productividad de los diferentes grupos involucrados, ya que la sana competencia entre empresas, redundará exclusivamente en beneficio del pueblo de México.

Finalmente, bajo estas circunstancias la infraestructura que se requerirá en los próximos años configura un enorme desafío, el cual deberá afrontarse con la convicción de que se tiene el talento y la experiencia para responder a los requerimientos del futuro.

## BIBLIOGRAFIA

### **PUENTES.**

Witthot Hans.  
Ed. Gustavo Gilly, 1975.

### **MEMORIAS TECNICAS DE CONSTRUCCION DEL PUENTE MEZCALA.**

Grupo I.C.A.  
México, 1991 y 1992.

### **CONSTRUCCION DEL PUENTE COATZACOALCOS II.**

Octavio Alvarez Padilla,  
Tesis Profesional, U.N.A.M. 1985.

### **EFFECTOS DEL VIENTO EN PUENTES ATIRANTADOS.**

Hugo Alberto Alvarez Solis.  
Tesis Profesional U.N.A.M. 1992.

### **EXPERIENCIA NACIONAL EN LA CONCESION ADMINISTRATIVA.**

"Carretera Cuernavaca-Acapulco,"  
II Simposio sobre Ingeniería Económica, México 1990.

### **HISTORIA DE UNA CARRETERA.**

Revista "Ingeniería Civil", C.I.C.M., Julio 1990,  
No. 289.

### **PUENTE MEZCALA.**

Revista "Ingeniería Civil", C.I.C.M., Mayo 1992,  
No. 279.

### **SISTEMA CARRETERO.**

Revista "Ingeniería Civil", C.I.C.M., Noviembre 1988,  
No. 255.

### **STAY CABLES**

Freyssinet Magazine, October 1990.

### **CONSTRUCCION DE PUENTES EN MEXICO.**

Ricardo Lazo Herrera.  
S.C.T.