

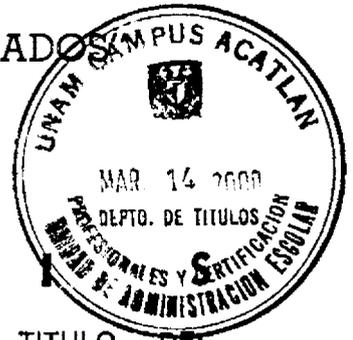
26



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

CAMPUS ACATLAN

"PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE
PUENTES ATIRANTADOS"



T E S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
LUIS ALFONSO TORRE ROMO

276782

ASESOR: ING. ROLANDO REYES GRECO



ACATLAN, EDO. DE MEXICO

2000



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



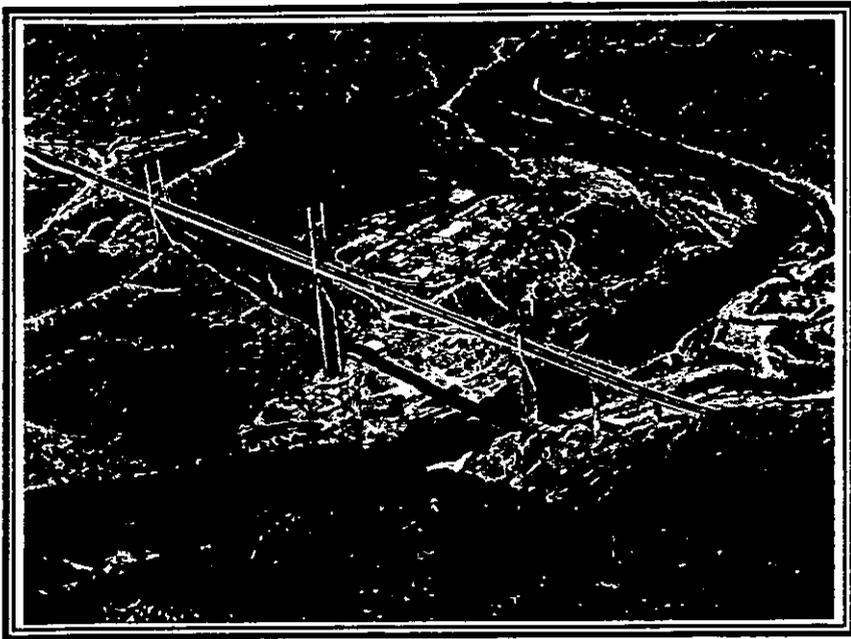
UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta 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.

PROCEDIMIENTOS
CONSTRUCTIVOS DE



“PUENTES
ATIRANTADOS”

AGRADECIMIENTOS

A la U.N.A.M. en especial a la E.N.E.P Acatlán por haberme dado la oportunidad de realizarme profesionalmente.

A mis padres y hermanos por el apoyo incondicional a lo largo de mi vida en mis estudios y en todos los aspectos.

A mi novia Charo por su comprensión y apoyo en la relación que llevamos y sobre todo por su amor.

A todos mis amigos en especial a Abel, Roberto, Mauricio, Federico, Eduardo, Pedro y Carlos por brindarme su amistad a lo largo de estos años.

A la empresa donde trabajo, I.C.A. en especial al Ing. Alfredo Guzmán Guzmán por darme la oportunidad de ejercer y desarrollarme profesionalmente en mi carrera.

Al el Ing. Rolando Reyes Greco por su apoyo en la realización del presente trabajo.

A la vida por haberme dado la oportunidad de vivir y poder demostrar que con un poco de decisión se puede realizar lo que se proponga.

A todas las personas que de alguna u otra forma han compartido conmigo este importante momento de mi vida.

ÍNDICE

"PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE PUENTES ATIRANTADOS"

<u>TEMA</u>	<u>PÁGS.</u>
INTRODUCCIÓN.	1
CAPÍTULO 1	4
<i>Antecedentes.</i>	
1.1.- <i>Evolución Histórica.</i>	4
1.2.- <i>Aplicaciones en el Mundo.</i>	8
1.3.- <i>Desarrollo en México.</i>	22
CAPÍTULO 2	30
<i>Descripción general de los puentes atirantados.</i>	
2.1.- <i>Generalidades.</i>	30
2.2.- <i>Sistemas de cables.</i>	33
2.3.- <i>Pilas - Pílon.</i>	43
2.4.- <i>Tipos de superestructura.</i>	48
CAPÍTULO 3	64
<i>Consideraciones de análisis y diseño.</i>	
3.1.- <i>Análisis estructural aproximado</i>	64
3.2.- <i>Métodos de análisis</i>	67
3.3.- <i>Puentes atirantados bajo la acción del sismo</i>	69
3.4.- <i>Efecto del viento en estructuras atirantadas</i>	76
CAPÍTULO 4	87
<i>Aplicaciones prácticas de un puente de México.</i>	
4.1.- <i>Introducción.</i>	87
4.2.- <i>Antecedentes del proyecto.</i>	89
4.3.- <i>Descripción del proyecto definitivo.</i>	92
4.4.- <i>Obras Auxiliares.</i>	102
4.5.- <i>Procedimiento Constructivo.</i>	108
CONCLUSIONES.	166
ANEXO 1	
<i>Figuras Capítulo 4.</i>	
BIBLIOGRAFÍA.	

INTRODUCCIÓN

Los puentes atirantados son de las obras de ingeniería más sorprendentes desde el punto de vista del análisis, diseño y los procedimientos constructivos correspondientes. Esta investigación se centra en este último aspecto, los procesos constructivos, en donde las técnicas de ingeniería más modernas, son utilizadas en gran amplitud.

Al inicio se expone una reseña histórica del surgimiento de los puentes en términos generales y también se define el concepto de éste, su función y su finalidad.

Los puentes son estructuras hechas de diversos materiales con la finalidad de salvar obstáculos, generalmente naturales, como pueden ser ríos, barrancas o permitir en la ciudad el tráfico más fluido, por medio de complejos nudos carreteros. El puente puede ser desde un simple tronco atravesado en un río hasta del tipo atirantado de cientos de metros de longitud.

Todas las técnicas constructivas que se exponen en los siguientes capítulos son de gran importancia ya que gracias a todas ellas, desde la época romana hasta nuestros días, dieron pie a la evolución de estas formidables estructuras. Se hace hincapié en el desarrollo y utilización de diversos materiales en la fabricación de puentes, incluyéndose la piedra y las lianas en épocas antiguas, hasta el concreto reforzado, postensado, pretensado y los prefabricados en la actualidad.

Los puentes atirantados nacieron de la necesidad de salvar claros cada vez mayores y que un puente tradicional en alguna técnica específica no lo podría hacer. La importancia de estas estructuras va más allá de salvar el cauce de un río o barranca, sino que son elementos esenciales en los medios de comunicación entre una o varias localidades, para disminuir el tiempo de recorrido y ahorrar sumas de dinero muy importantes. Estas estructuras son vitales en la industria del turismo y en ocasiones son emblemas de una nación o estado, debido a su gran estética; tal es el caso del puente Brotonne en Francia.

En México la aplicación de este tipo de puentes (atirantado), es muy reciente, pero que ya se cuenta con varias experiencias muy valiosas en este campo, como es el puente "Coatzacoalcos II", "Tampico", y los más recientes en la autopista México – Acapulco como el de "Barranca el Zapote" y el "Mezcala", del cual se hablará de una manera más amplia en otro capítulo.

El primer capítulo, hace referencia al tema de puentes en forma general, y a partir del segundo, se enfoca únicamente en los puentes atirantados, describiéndose los sistemas estructurales de los cuales está constituido. Se explica la ventaja del sistema de cables atirantado sobre otros sistemas, así como el arreglo de los tirantes y la disposición de éstos en el espacio. Los tirantes son el sistema estructural más importante en un puente atirantado.

Las pilas de un puente atirantado son elementos que sirven de apoyo a la superestructura, desde el pilón hasta las dovelas. Las pilas y pilones constituyen una misma estructura, ya que los últimos son elementos que dan por un lado la continuidad a las pilas y constituyen, por el otro, una superficie de anclaje para los tirantes. Se explican los diferentes arreglos de pilones, geometría, secciones transversales, tipos y la forma en que trabaja estructuralmente.

La superestructura está constituida por el tablero o las dovelas; existen diferentes tipos, desde su geometría así como el procedimiento constructivo correspondiente. Al final de este capítulo se mencionan las conexiones y anclajes, su función, y los diferentes dispositivos que existen. Además, se mencionarán los diferentes procesos para la correcta protección de los tirantes contra la corrosión y el deterioro a través del tiempo.

Se incluye en el trabajo un capítulo especial (capítulo 3) con relación a las consideraciones generales del análisis y diseño necesarias de conocer desde el punto de vista constructivo.

El capítulo 4 especifica un puente construido en México el cual lleva por nombre "Puente Mezcala". La elección de este puente fue motivada por el proceso constructivo de la superestructura, en la que se aplicó una técnica

por primera vez utilizada en México: la colocación de dovelas prefabricadas por izaje y empujado.

También se mencionan los problemas a los que se enfrentaron los diseñadores para encontrar la mejor alternativa, tanto funcional, como económica, y determinar la localización exacta y definitiva del puente.

Se analizan los estudios realizados de las alternativas estructurales, y se define la forma final del puente, tanto su localización así como sus dimensiones y constitución final. Se describen las dimensiones y la definición de cada uno de los sistemas que componen al puente: cimentación, subestructura y superestructura.

Además, se dan a conocer todas las obras auxiliares necesarias de apoyo. Se pueden citar algunos ejemplos de estas obras, como lo fueron: el acceso Xalitla-San Francisco Ozomatlán para un acceso más rápido y eficiente al lugar de la obra; el puente de Pontones, puente flotante utilizado para cruzar el río y que al finalizar la obra, quedó al servicio de los indígenas; los campamentos, plantas necesarias para una función determinada, como la trituradora, para pulverizar todos y cada uno de los agregados del concreto, la planta de concreto para el colado de todos los elementos que componen al puente, y la potabilizadora, para proveer de agua a los campamentos.

El último subcapítulo y el más extenso trata del proceso constructivo de los diferentes elementos con las cuales está compuesto íntegramente el puente. Trata el procedimiento constructivo de la totalidad de la obra desde el despalme, trazo del terreno y excavaciones necesarias para la construcción de la cimentación, hasta las obras complementarias como son los parapetos, la barrera central, el aeroestabilizador, la carpeta asfáltica, la junta de dilatación, las luces de obstrucción y por último la prueba de carga.

El presente trabajo se espera que sea de gran ayuda al lector, técnicos e ingenieros mexicanos y puedan usarlo en el desarrollo de distintos proyectos en un futuro.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

OBJETIVO: *Conocer desde sus inicios la importancia y utilidad de los puentes atirantados así como su evolución a través del tiempo, aplicaciones y desarrollo en el mundo actual.*

1.1 EVOLUCIÓN HISTÓRICA

Los puentes son estructuras de ingeniería, construidas de diversos materiales, cuya finalidad es superar obstáculos topográficos importantes del terreno situados a lo largo de las vías de comunicaciones para permitir el paso de vehículos y peatones.

Normalmente, los puentes atraviesan ríos, bahías y depresiones orográficas y en ocasiones forman parte de complejos nudos de carreteras y vías férreas a distintos niveles de elevación.

El recurso más sencillo empleado antiguamente por el hombre para salvar el cauce estrecho de un río o un llano del relieve, era atravesar sobre él, un cuerpo rígido de suficiente longitud, frecuentemente un tronco de árbol, el cual debió de haber sido el primer puente. Los primitivos modelos de puentes de viga, inspirados en este principio, se apoyaban en condiciones favorables de los márgenes del terraplén y, cuando habían de situar pilares interiores, buscaban vados o zonas de escasa profundidad que, al tiempo que simplificaban su construcción, evitaban que el poder erosivo o la fuerza de la corriente del agua arrastraran el puente. La importancia técnica de aplicar éstos principios motivó la construcción de puentes colgantes de madera, sin pilares, y con pasamanos de cuerdas, típicos de zonas de complicado acceso y profundos barrancos, como la región andina, o surcadas por ríos caudalosos.

y profundos barrancos, como la región andina, o surcadas por ríos caudalosos.

La historia cuenta que fueron apresados reyes y reinas, se perdieron y conquistaron territorios y hasta se decidió la suerte de naciones enteras por la simple ocupación de un puente, que a veces no era más que un paso de un par de metros de ancho, hecho de tablas.

El advenimiento, en el periodo inmediatamente anterior a la era cristiana, de la civilización romana como la dominadora de la cuenca mediterránea se manifestó de forma especial en la extensa y duradera red de caminos que se construyeron sobre el suelo europeo.

Los puentes más antiguos tenían siempre las aberturas de arco muy pequeñas y las pilas muy anchas; pero cuando los constructores se sintieron más seguros de sí mismos, alargaron gradualmente el tramo, hasta que alcanzó veinticinco metros, e hicieron más angostas las pilas, a fin de proteger su mampostería, en todo lo posible, del desgaste causado por la corriente. Hoy los puentes colgantes cruzan grandes ríos, sin rozar el agua, salvo unos pocos metros a veces, en cada orilla.

Los antiguos romanos construían puentes con arcos, no sólo sobre el agua, sino también sobre barrancas y valles profundos. Estos puentes se llamaban viaductos. Los romanos hacían también puentes para conducir el agua desde las colinas. Esos puentes se llamaban acueductos. Aún se construyen para conducir agua a ciudades lejanas o en sistemas de riego agrícola.

Las calzadas y puentes romanos, que conectaron las zonas ricas del imperio con la metrópolis, sirvieron de base a una amplia construcción de comunicaciones locales. Los ingenieros romanos se encargaron de difundir la técnica de puentes arqueados, recogida de culturas anteriores y añadieron relevantes innovaciones; la utilización del cemento como aglomerante, la incorporación de encofrados protectores que resolvían el delicado problema de sumergir los pilares en el agua, y la fabricación del primer hormigón mediante una mezcla de roca volcánica, limo, arena y agua, con el que se rellenaban los encofrados.

La técnica romana se mantuvo en las líneas esenciales hasta la progresiva introducción del hierro como material de construcción, que se desarrolló espectacularmente tras la aparición de la máquina de vapor y los ferrocarriles. Aunque en los puentes colgantes se habían usado durante siglos cadenas de hierro, el primer modelo enteramente formado en este material data de fines del siglo XVIII.

En la Edad Media, los europeos usaron mucho los puentes. Tuvieron que hacerlos gruesos y resistentes, porque no había organismos de gobierno que se encargaran de su cuidado. A menudo, un buen puente se desmoronaba, pila tras pila, sin que nadie lo salvara. Porque la tarea de hacer un puente de piedra es poca cosa si se la compara con la de conservarlo mientras los siglos lo van erosionando poco a poco, con el calor, las heladas, el viento y la lluvia. En un tiempo, hubo una orden llamada de "frailes constructores de puentes", que se encargaron de hacerlos y conservarlos en buenas condiciones. Los historiadores afirman que se puede calcular la edad de un puente en ruinas por su solidez y grosor; porque, a medida que transcurrió el tiempo y hubo más orden en Europa, ya no fue preciso construir en forma tan sólida y maciza. Cerca de los puentes se concentraba la actividad mercantil en las grandes ciudades.

En la moderna Edad del Acero, los hombres aprendieron a construir puentes que no entorpecen el tránsito del río que fluye debajo. En 1823 se construyó el primer puente de acero. Desde entonces, esas construcciones figuran entre las maravillas del mundo moderno.

Los puentes más estéticos son los colgantes. Para construirlos, los ingenieros cuelgan enormes cables de acero de torres ubicadas en cada orilla del río y luego suspenden el propio puente de esos cables. Muchos de estos puentes son no sólo de asombrosa resistencia, sino que figuran entre los más funcionales.

Fausto Verantius hizo un puente colgante o suspendido cuyo impacto mayor fue al usarse el acero como tirante en el siglo XVIII. Hubo dos, en Escocia y Alemania, que no tuvieron mucha suerte, pues en ambos ocurrieron accidentes que retrajeron el interés por construirlos durante más de un siglo. La era de los colgantes floreció hasta consolidar dos obras que en su

momento fueron ejemplares: el de Brooklyn, en 1883, en Nueva York, y el Golden Gate, en 1937, en San Francisco.

Ya a principios de nuestro siglo se había retomado la idea del puente atirantado, con dos puentes en Marsella (1903) y Nantes (1905). Pero no fue sino hasta 1945, concluida la guerra, cuando la necesidad de reponer lo destruido, hizo que se reemprendiera la construcción metálica, tan socorrida a fines del siglo anterior con la moda del "Arte Nouveau", y que se probaran de nuevo los puentes atirantados, sobre la base de que podrían ser más económicos y funcionales que los colgantes. El primero de esta generación se hizo en Suecia en 1955; pero a partir de 1977, cuando se erigió el de Brotone en Francia, con un claro de 320 metros, el desarrollo tecnológico en este campo avanzó con reiteradas realizaciones con novedosas técnicas cada vez más sorprendentes.

Ahora, la tecnología utilizada para construir puentes con grandes claros es el sistema atirantado, y de ello en México ya se pueden citar cuatro experiencias valiosas: la del Coatzacoalcos II, en 1984; el de Tampico, en 1988; y los de Mezcala y la Barranca del Zapote, en 1993. Sin embargo, el que mayor aportaciones ha hecho, por ser el último en el desarrollo de este proceso constructivo, es el Puente de Normandía, recién inaugurado sobre la desembocadura del río Sena. Además de que, por ahora, es el puente más largo del mundo en su claro principal de 856 metros entre torres.

1.2 APLICACIONES EN EL MUNDO

La historia de los puentes suspendidos de vigas de madera, indican que la idea de soportar una viga por cuerdas inclinadas o cadenas colgadas del mástil o torre (pilón) se ha conocido desde la antigüedad. Los egipcios aplicaron esta idea para sus barcos como se muestra en la siguiente figura:

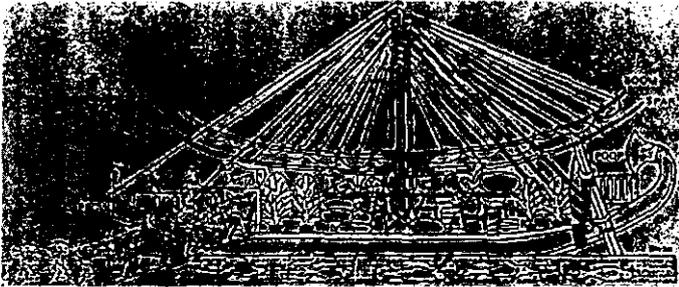


Fig. 1.2.1 Bote egipcio atirantado por medio de cuerdas

En algunas regiones tropicales del mundo antiguo, diferentes tipos de puentes atirantados fueron construidos. Lianas inclinadas adheridas a los árboles sobre un banco soportado para caminar el cual era sostenido de lianas y estacas de bambú.

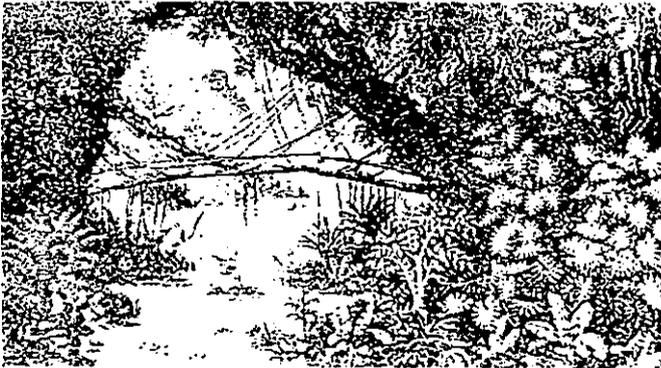


Fig. 1.2.2 Puente primitivo de bambú en Laos



Fig. 1.2.3 Antiguo puente hecho de bambú en Borneo

En 1617, Faustus Verantius propuso un sistema de puente teniendo una cubierta de madera soportada por barras inclinadas.

Como todos los diseños de puentes de esa época, se muestran muchos tipos de puentes que escapan a todo planteamiento del análisis estructural actual; sin embargo, fueron los primeros intentos de plantear nuevas características y propiedades de un puente de acero suspendido y reforzado por tirantes.

En 1784, un carpintero alemán llamado Immanuel Löscher en Fribourg diseñó un puente de madera de 32 m (105 pies) consistiendo su claro en tirantes de madera anclados a una torre de madera.

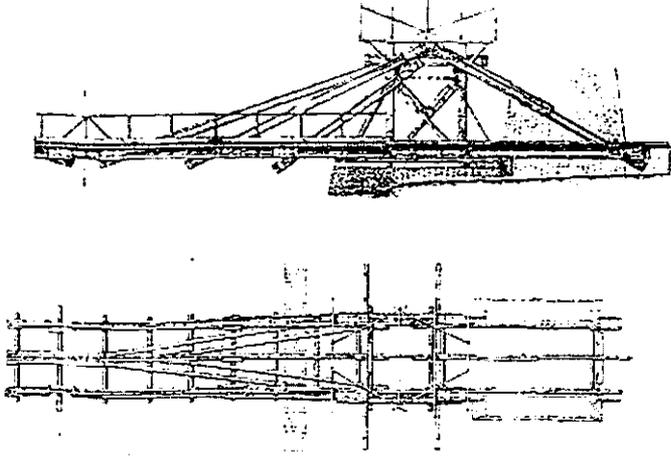


Fig. 1.2.4 Puente de madera reforzado por tirantes de madera diseñado por Löscher en 1784 en Alemania.

En 1817, dos ingenieros británicos de nombre Redpath y Brown, construyeron el puente "King's Meadows", un puente peatonal en Inglaterra que tenía un claro de aproximadamente de 33.6m (110 pies), usando cables de suspensión anclados a torres de acero.



Fig. 1.2.5 Puente Kings Meadows, Inglaterra, 1817

El sistema de cadenas inclinadas fue adoptado en un puente construido en Dryburgh Abbey cruzando el río Tweed en 1817. Tenía un claro de 79.3m (260 pies), y 1.2 m (4 pies) de ancho. En este puente se observaba que se inducía una vibración muy notoria cuando cruzaban los peatones, y el movimiento de las cadenas aparentaban ser fácilmente aceleradas. En 1818, seis meses después de que se terminó el puente, fue destruido por un viento muy intenso.

En 1821, el arquitecto francés Poyet plantea la idea de utilizar barras de acero suspendidas de mástiles de gran altura. La idea de Poyet fue desarrollada por el famoso ingeniero francés llamado Navier quien, en 1823, estudió sistemas de puentes reforzados por cadenas inclinadas.

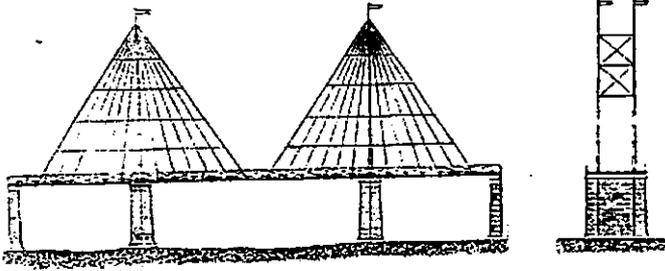


Fig. 1.2.6 Puente tipo abanico propuesto por Poyet, Francia, 1821

Para comparar los pesos de la cubierta y las cadenas inclinadas, Navier encontró que por un claro y peso de torres dado, el costo de ambos sistemas era aproximadamente equivalente.

En 1824, se construyó un puente cruzando el río Saale en Nienburg, Alemania, con 78.0 m (256 pies) de claro y teniendo la viga principal anclada por miembros inclinados. Sin embargo, este puente tenía altas deflexiones bajo carga y después de un año colapsó debajo de una multitud de gente debido a que las cadenas fallaron.

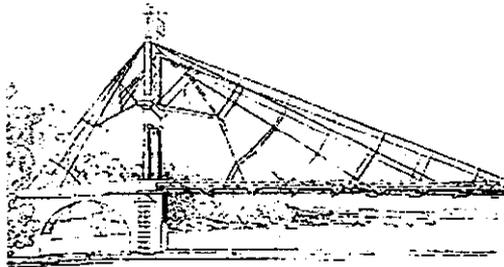


Fig. 1.2.7 Puente cruzando el río Saale, Alemania, 1824

Otro tipo de arreglo, con atirantamiento paralelo, ahora llamado forma de arpa, fue sugerido por Hatley en 1840. El dijo que este sistema proporcionaba menos rigidez a comparación del de forma de abanico.



Fig. 1.2.8 Puente atirantado tipo arpa de Hatley, Inglaterra, 1840

Una estructura muy interesante del tipo de cables inclinados es dada por el puente sobre el canal de Manchester en Inglaterra. Y en 1843, Clive propuso un sistema original de puente atirantado.

En 1868 el puente Franz Joseph, diseñado por Ordish y Le Feuvre, fue construido sobre el río Moldau en Praga, Checoslovaquia. Este puente actualmente representa una combinación de cable atirantado y el clásico puente colgante.

Una nueva forma de sistema colgante fue introducida en este puente, usando varillas o barras que corren directamente desde el entrepaño o panel del sistema de piso hasta lo más alto de las torres; los miembros de tensión directa son soportados por cientos de cables entre las torres, las cuales no tienen otro propósito más que el de sostener el peso de la tensión directa de las barras.

El puente Albert sobre el Támes en Chelsea con un claro de 122 m (400 pies) fue construido en 1873 por Ordish, usando su sistema. En este puente de sistema colgante, se incluye la liga de miembros convergentes en lo más alto de las torres. Hay tres miembros de ligue inclinados en cada lado en el centro de la luz y cuatro en cada lado al final de la luz.

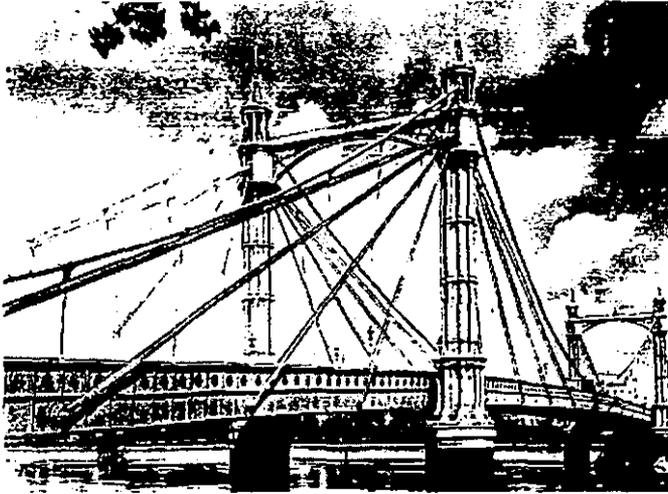


Fig. 1.2.9 El puent Albert sobre el río Támes, Inglaterra, 1873

La pequeña reseña histórica presentada indica que la idea de utilizar el presfuerzo en puentes es muy antigua. Sin embargo, no era aconsejable aplicarla hasta el siglo veinte. Las razones de tan lento progreso consisten por el desconocimiento de los ingenieros del comportamiento estructural de los sistemas y la escasez de herramientas eficaces de análisis estructural, que provocaron el colapso de muchos de los primeros puentes atirantados.

El sistema atirantado inclinado fue introducido primero en Inglaterra y extensamente usado en los inicios del siglo XIX. Sin embargo, un gran número de puentes fallaron, porque no contaban con suficiente resistencia para resistir efectos de acciones dinámicas tales como el viento o sismo, lo cual guió al abandono parcial de este tipo de construcción en Inglaterra.

Cabe hacer notar que, en muchos casos, estos primeros puentes atirantados tenían defectos estructurales que los guiaron a su destrucción. Esto principalmente se debía al malentendido por parte de los diseñadores del actual comportamiento estructural de los puentes y también de los defectos en su construcción. Los cables, en primer instancia, eran comúnmente de una sección transversal insuficiente y no eran tensados durante su edificación. Consecuentemente los cables realizaban su propia función únicamente después de una deformación sustancial de la estructura bajo la acción de una carga. Este aspecto de su comportamiento guió a la

opinión de que los puentes atirantados fueran excepcionalmente flexibles y no seguros. Fue Navier quien dio la noticia de estas fallas y sugirió usar puentes colgantes en lugar de puentes atirantados. La declaración de Navier condujo a que los ingenieros en puentes prefirieran el tipo de puente colgante.

En la segunda mitad del siglo XIX el atirantamiento inclinado fue revisado en América por el famoso ingeniero en puentes llamado Roebling. En conexión con el apuntalamiento reforzado, introducido por Roebling, y apoyos laterales eficientes, el atirantamiento inclinado era más efectivo.

Los puentes colgantes diseñados por Roebling fueron siempre ayudados por tirantes. Una serie de tirantes diagonales ocuparon el mismo plano inclinado de los cables. La propuesta de estos tirantes fue doble. Éstos no sólo ayudaron a los cables para el apoyo del puente, sino que también suministraron apoyo económico y recursos eficientes para reforzar el piso contra ondulaciones acumuladas que pueden ser iniciadas por la acción del viento.

En 1855 Roebling construyó el primer puente colgante ferroviario con éxito en el mundo, el cual cruza el río Niágara. La carga total era dividida entre los cables y un sistema extenso de tirantes en forma radial. La aplicación de un sistema de tirantes proveía todo el reforzamiento requerido para el pasaje de los trenes en una ruta rápida, así como una gran estabilidad contra la acción del viento.

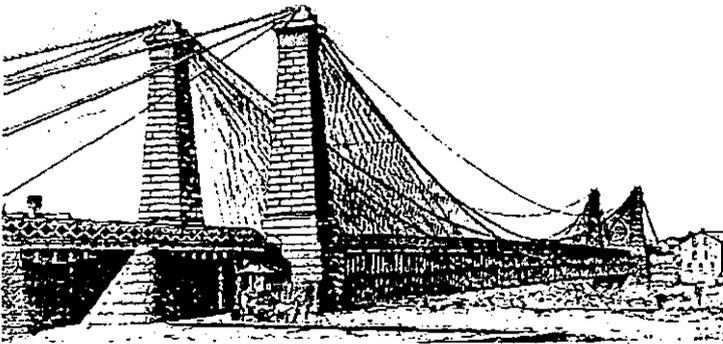


Fig. 1.2.10 Puente colgante del Niágara, E.U., 1855

Roebing también proporcionó un sistema de tirantes inclinados en la construcción del puente de Ohio. Cerca de la mitad del peso total de la calzada y la carga viva fue soportada por tirantes diagonales de cuerda de alambre, corriendo desde lo más alto de la torre hasta puntos sucesivos a lo largo del piso. Los cables principales, por sí mismos reforzados debido a este arreglo, realmente tuvieron que cargar aproximadamente una mitad del peso total de la calzada y la carga. Los cables efectivamente sirvieron para fortificar el piso y para la prevención o verificación de las vibraciones durante el tránsito de cargas pesadas y por la acción del viento.

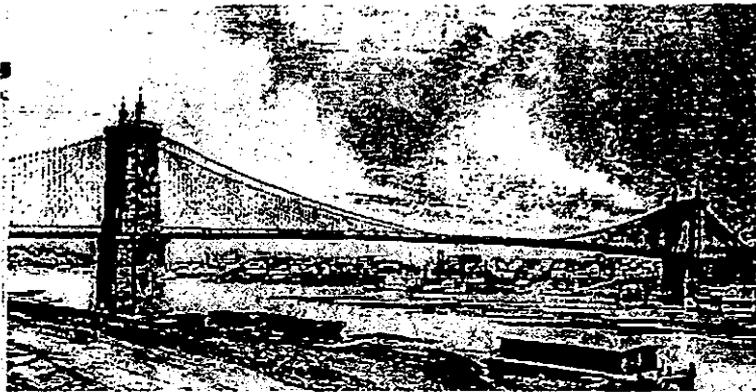


Fig. 1.2.11 Puente del río Ohio en Cincinnati, E.U., 1867

Quizá el rasgo más distintivo de otro puente importante, el puente de Brooklyn, sea el sistema de tirantes inclinados emitidos en forma descendente desde lo más alto de las torres hasta el piso del claro a luz. Roebing los introdujo principalmente con el objetivo de añadir rigidez a la luz o claro principal, y después ingeniosamente tomó ventaja de la capacidad de carga adicional lo cual incidentalmente los reemplazó. Esta contribución para fortificar el puente fue explicada en términos simples por el diseñador:

El piso, en conexión con los tirantes, soportará por él mismo sin la ayuda de un cable, el poder para resistir de los tirantes por sí mismos será abundante para mantener firme el piso. Si los cables fueran removidos, el puente se hundiría en el centro, pero no se caería.



Fig. 1.2.12 Puente de Brooklyn, E.U., 1883

Como ahora se sabe, los antiguos diseñadores no tuvieron que ser capaces de calcular las fuerzas en los cables inclinados correctamente, y ellos también menospreciaron la influencia del comportamiento hiperestático y del pandeo de los tirantes.

Consecuentemente, el sistema de puentes atirantados por vigas fue censurado y abandonado, y sólo a principios del siglo XX, con la introducción de cables de alambre, acero de alta calidad y, además, el desarrollo de la teoría estructural, fue posible reintroducir el sistema del cable atirantado.

Algunos puentes que utilizaron una combinación del sistema atirantado y el sistema colgante, fueron construidos en Francia en el siglo XIX por el famoso ingeniero Arnodin. En este sistema, los tirantes inclinados salen desde lo más alto de las torres sin apoyos verticales en este intervalo. Este sistema reduce deflexiones de las vigas reforzadas, y permite el uso de vigas reforzadas menos altas (aperaltadas). Este arreglo de carga deforma la curva de los cables, pero sustancialmente reduce la cantidad de carga sobre ellos. Puentes de este sistema híbrido no encontraron una aplicación principalmente por ser antiestéticos, siendo la mezcla menos satisfactoria que los dos sistemas por separado, este sistema introducido por Arnodin, quien construyó muchos puentes colgantes en Francia en la segunda mitad

del siglo XIX, los tirantes inclinados se extienden desde las torres a un cuarto del claro, mientras al centro del claro es suspendido por cables.

El puente sobre el río Saône en Lyons diseñado por Arnodin, tuvo una luz de 121 m (397 pies). Tirantes inclinados son mostrados desde lo más alto de la torre sin apoyos verticales en este intervalo. Con una idea similar fue el puente sobre el río Rhône en Avignon.

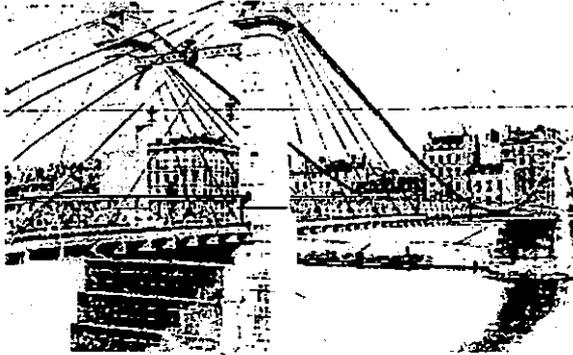


Fig. 1.2.13 Puente sobre el río Saône en Lyons, Francia, 1888

En 1904 Arnodin construyó sobre el río Blavet, El puente "Bonhomme de 237 m (778 pies) de longitud con un claro principal de 163 m (535 pies) y los claros laterales de 37 m (121 pies) cada uno. El claro principal fue dividido en tres partes, el claro central fue sostenido por cinco cables continuos de cada lado, y las dos últimas partes por seis cables inclinados de cada lado.

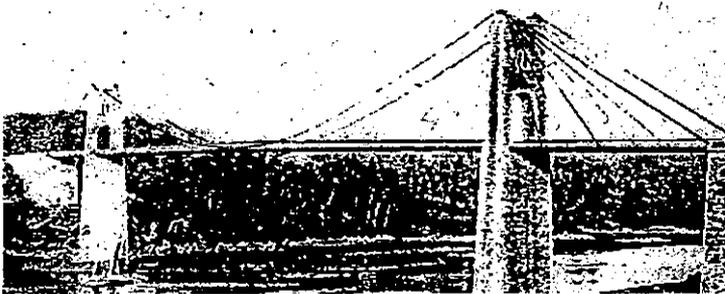


Fig. 1.2.14 Puente Bonhomme sobre el río Blavet, Marbihan, Francia, 1904

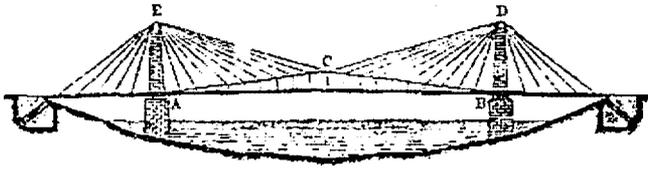


Fig. 1.2.16 Puente típico del sistema de Gisclard

Aplicando el concepto básico del sistema de Gisclard, el ingeniero francés Leinekugel le Cocq propuso un sistema de puente el cual tiene cables inclinados que transfieren las componentes horizontales de los cables a la viga rígida. Este sistema demostró ser muy económico y daba deformaciones muy pequeñas. Un ejemplo típico de este sistema es el puente Lezardrieux sobre el río Trieaux en Francia construido en 1925. Este puente atirantado puede ser considerado un prototipo de los puentes atirantados contemporáneos, el cual tiene el sistema de abanico.

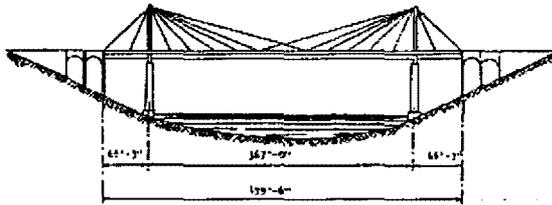


Fig. 1.2.17 Puente Lezardrieux, Francia, 1925

El sistema estructural de este puente es estáticamente indeterminado y representa un sistema de tres dimensiones debido a que las vigas principales, el tablero y los tirantes también participan en la ejecución del sistema principal del puente como un sistema integral. El puente fue diseñado con articulaciones a un cuarto de la viga rígida bajo la suposición que los momentos máximos flexionantes en estos sitios actúan de una forma similar como el de los puentes colgantes. Sin embargo, como un análisis exacto muestra, los momentos flexionantes arriba son pequeños, y las articulaciones no son sólo inútiles sino que actualmente disminuyen la rigidez general de todo el sistema del puente.

En 1938 Dischinger introdujo tirantes en el diseño de un puente colgante ferroviario con un claro de 753 m (2,648 pies) sobre el río Elbe, cerca de Hamburgo, Alemania. Para reducir eficientemente las grandes deflexiones de un puente colgante convencional bajo pesadas cargas de la vía, Dischinger introdujo tirantes usando cables reforzados, y aceptó tensiones altas, reduciendo la fatiga de los cables que tienen un efecto de reblandecimiento.

Las investigaciones de Dischinger establecieron el hecho de que la rigidez y la estabilidad aerodinámica pueden ser alcanzadas por una combinación de los principales cables colgantes con tirantes. Un requisito necesario para esto es que los cables inclinados deben ser sujetos por una tensión inicial considerable.

A partir de la Segunda Guerra Mundial, el rápido avance en la construcción de puentes trajo lo necesario para desarrollar un nuevo concepto en el diseño de los puentes. Para conseguir una economía en el costo y los materiales, los diseñadores han retornado al concepto de los puentes atirantados. Lo que ha conducido al nuevo desarrollo de este sistema de puente que fue representado por Dischinger, quien publicó los resultados de sus investigaciones en 1949.

Después de 1950, diferentes sistemas atirantados fueron propuestos en concursos para la reconstrucción de puentes que cruzan el río Rhine en Alemania. Se estima que el costo probó que estos puentes atirantados eran más económicos que los colgantes.

En el mismo período, un alemán llamado Demag, en colaboración con Dischinger, diseñaron el puente Strömsund en Suecia, el cual, se construyó en 1955, y puede ser considerado como el primer puente atirantado moderno.

Después de los primeros dos puentes atirantados modernos, los cuales resultaron ser rígidos bajo cargas de tráfico, estéticamente atractivos y económicos, el camino fue abierto ampliamente y con una aplicación exitosa. El nuevo sistema llegó a ser muy popular entre los ingenieros alemanes y, diez años después, en diferentes países, también. Es ahora que se aplica cada vez más por los diseñadores alrededor del mundo.

La literatura técnica hace referencia a más de 50 puentes que han sido construidos desde 1955, incorporando el sistema de cable atirantado. Aproximadamente una tercera parte han sido construidos en Alemania y otros están localizados alrededor del mundo.

1.3 DESARROLLO EN MÉXICO

El desarrollo de los puentes atirantados en México es relativamente reciente, pero en los últimos años, se ha socorrido a este sistema de puentes debido a que son una alternativa viable, desde el punto de vista de seguridad, economía y estética, si se requiere salvar grandes claros.

En México la primer experiencia valiosa en el tipo atirantado es la del puente "Coatzacoalcos II" el cual se inauguró el 17 de octubre de 1984, que con sus 288 m de claro o luz y tablero de concreto ocupa el 7º lugar mundial, el cual se yergue sobre el río Coatzacoalcos.

Cuatro años después de que el Presidente de la República Mexicana inaugurara el puente de Coatzacoalcos II, estructura atirantada notable, se inauguró en 1988 el puente de Tampico, otra estructura no menos excepcional.

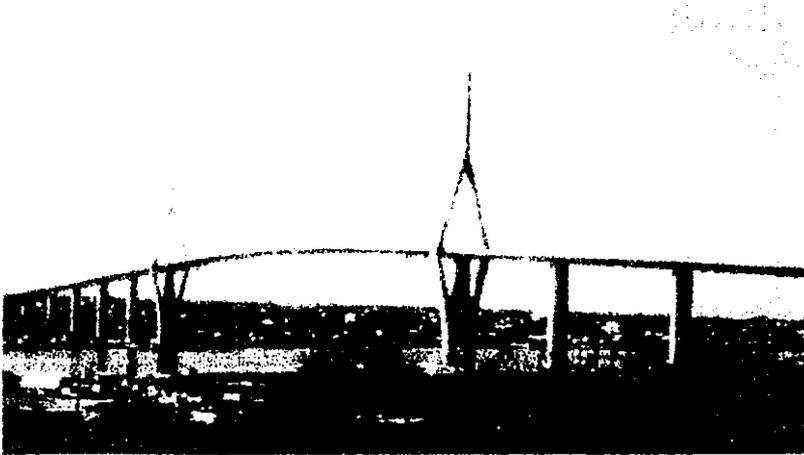


Fig. 1.3.1 El "Puente Tampico", México

El puente de Tampico se haya sobre el río Pánuco en la parte norte del golfo de México. El puente tiene dos filas de circulación de 7 m de ancho en cada sentido.

Debido a las malas condiciones del terreno, hubo que buscar el asiento necesario para el apoyo de las pilas principales a 60 m de profundidad.

* *inyección de cera antes del montaje y reglaje de los tirantes.*

Esta obra es propiedad de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.), proyectada por Comec y las empresas constructoras principales que participaron en la realización de esta obra fueron I.C.A., C.Y.E.M.S.A. y P.Y.C.S.A..

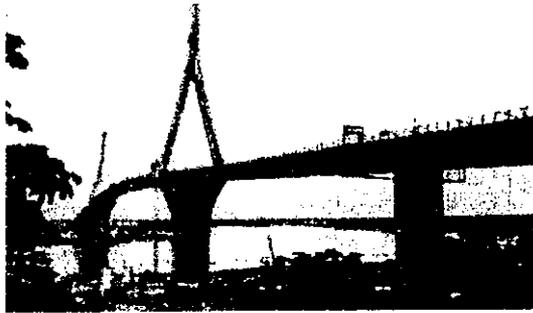


Fig. 1.3.3 "Puente Coatzacoalcos II"

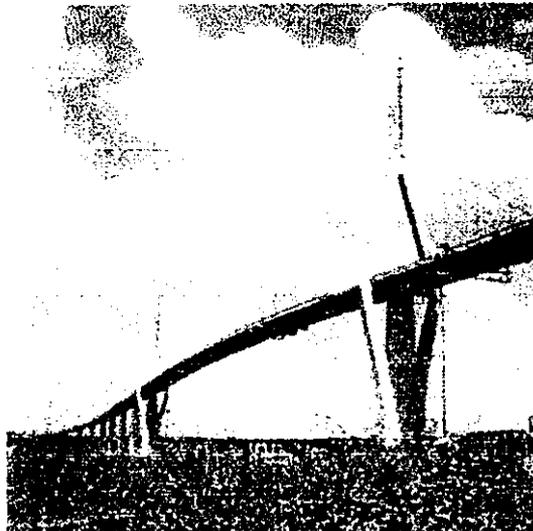


Fig. 1.3.4 "Puente Tampico"

Hay varias similitudes entre el puente Coatzacoalcos II y el puente de Tampico las cuales se enumeran a continuación:

** Las dos estructuras se encuentran en regiones y parajes que hacen necesarias precauciones particulares: atmósferas muy corrosivas, riesgos de terremotos y ciclones.*

** Aunque uno sea completamente de concreto y el otro mixto (accesos de concreto y tramo central metálico) sus secciones son idénticas con un atirantado central de capa única.*

** Y en ambos casos se utilizaron anclajes de tirantes de una nueva generación que se aplicaban por primera vez (anclajes HC en Coatzacoalcos; anclajes HD en Tampico) realizándose ensayos a la fatiga y ruptura estática a escala real en competencia con otros sistemas.*

El tercer puente atirantado que tiene México como experiencia excepcional y al que se hace más énfasis en esta tesis, es el puente "Mezcala". Este puente conjuntamente con el puente Barranca el Zapote son las grandes estructuras atirantadas de la autopista que une a la ciudad de México con la Bahía de Acapulco.

El puente Mezcala es un puente atirantado con tres mástiles: un gran mástil central de 242 m de altura total y dos mástiles laterales de 170 y 115 m. La longitud total del puente es de 882 m, y su anchura de unos 20 m. Tiene seis tramos de 80, 311, 299, 84, 68 y 40 m.

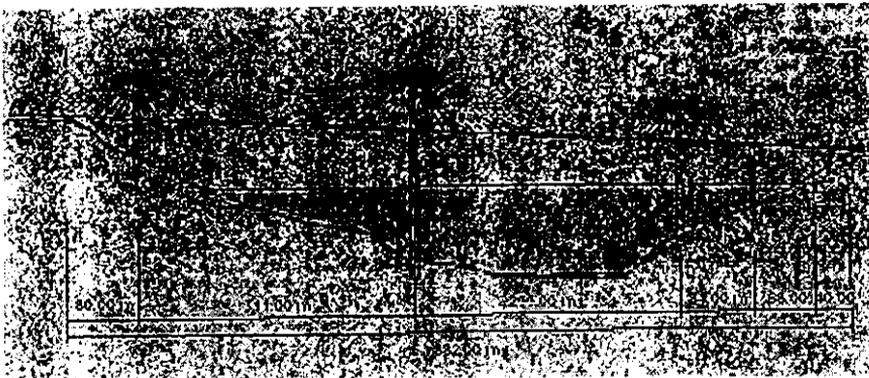


Fig. 1.3.5 "Puente Mezcala"

El tablero es una estructura mixta compuesta de dos vigas laterales longitudinales de acero, con piezas de puente también metálicas y una losa superior de concreto. El tablero tiene una pendiente del 6 % en su mayor parte, y está situado, a nivel del mástil central, a una altura de 150 m sobre el fondo del valle, que será más tarde cubierto por las aguas de un embalse.



Fig. 1.3.6 Mástil central del "Puente Mezcala"

Se diseñó para el empuje de los tramos laterales, provistos de un atirantamiento provisional, un dispositivo con mordazas hidráulicas que "pellizcan" el patín inferior de las vigas longitudinales y las hacen avanzar mediante gatos de empuje que se apoyan en los estribos. Unas mordazas hidráulicas de seguridad las reemplazan durante el retroceso de los gatos de empuje (pendiente hasta del 6%).

Para el izado de las vigas y de las dovelas de los voladizos a cada lado del mástil central, la empresa constructora decidió suministrar las dovelas metálicas de 40 toneladas al pie del mástil central, para ser izadas al nivel del tablero y desplazadas al extremo de cada voladizo. Se propuso un sistema original de manutención de dovelas con cables "strandlift" que consiste en izar ligeramente las dovelas y en desplazarlas a continuación hasta la vertical de su posición de montaje, para terminar a continuación el izado hasta la posición final de soldadura. Esta operación se hace con cuatro gatos SL 50, montados en chasis articulados, de cada lado del mástil.

Los cables de cada lado, aguas arriba y abajo, están conectados en su extremo inferior a un balancín que se fija a la dovela que se ha de izar. Maniobrando sucesivamente los gatos situados cerca del mástil y los del extremo del voladizo, montados éstos en una viga de izado también en voladizo, la dovela se desplaza siguiendo una trayectoria inclinada (más de 200 m) a su posición final. Los ocho cables de izado son 3T15.

En el caso de los tirantes también se trata de una innovación, ya que los tirantes están constituidos de cordones individualmente protegidos alojados en el interior de una vaina de polietileno general. El espacio interior entre la vaina y los cordones no se inyecta.

En el caso del puente "Barranca el Zapote" es también un puente atirantado con tablero mixto de acero de hormigón, de dimensiones más modestas que el puente Mezcala. Es un puente asimétrico de un solo mástil con estribo contrapeso. La luz principal es de 176 m y la anchura del tablero de 20 m.

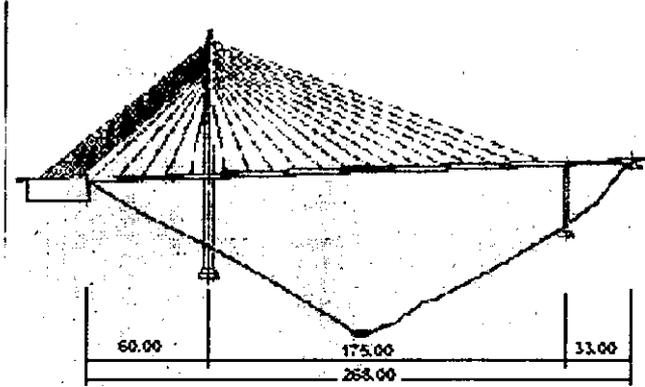


Fig. 1.3.7 "Puente Barranca el Zapote"

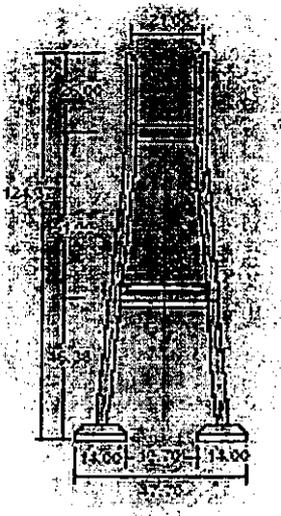


Fig. 1.3.8 Mástil único del puente "Barranca el Zapote"

En el empuje de los tramos laterales, como las vigas longitudinales tienen rigidizadores exteriores en todo lo largo del tablero, no era posible reutilizar los dispositivos previstos para el puente Mezcala, por lo que se diseñó un sistema de empuje a base de cremalleras de dispuestas a lo largo de los estribos y un dispositivo con balancines montados en chasis que se fijan por apriete en los patines inferiores de las vigas longitudinales. El avance se consigue mediante gatos hidráulicos que se apoyan en las cremalleras. Los tramos laterales se descenden sobre sus apoyos después del empuje.

Se diseñó un pórtico de montaje de las dovelas del voladizo, especial de grandes dimensiones para permitir la colocación de las piezas principales de cada dovela, vigas longitudinales y piezas de puente, que se transportan sobre el tablero ya construido hasta el pórtico de montaje.

Esta fue una pequeña reseña de los puentes atirantados existentes en México así como del proceso constructivo. El proceso constructivo del puente Mezcala será ampliamente detallado en el capítulo de Aplicaciones prácticas de un puente en México.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS PUENTES ATIRANTADOS

OBJETIVO: Distinguir cada uno de los sistemas que componen a un puente atirantado.

2.1 GENERALIDADES

En el dominio de los claros comprendidos entre 50 m y 150 m y en el caso de tableros de concreto, los puentes construidos por voladizo constituyen actualmente la solución más satisfactoria desde el punto de vista técnico y económico.

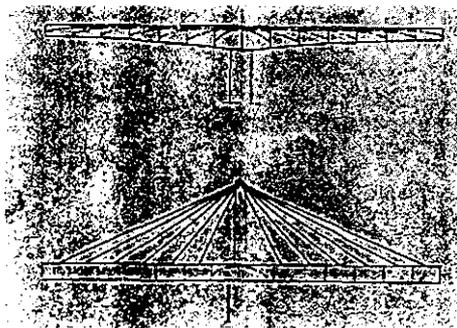


Fig. 2.1.1 Transición entre los puentes de voladizo y los puentes atirantados

Pero, a partir de claros de 200 m, este tipo de obras presenta muchos inconvenientes que tienden muy rápidamente a anular su competitividad:

- * aumento considerable de los momentos de peso propio a causa de la variación de inercia de las ménsulas,*
- * aumento de los esfuerzos de compresión en la losa inferior,*
- * multiplicación de cables de pretensado de los voladizos.*

Los puentes atirantados pueden, considerarse como puentes en voladizo con pretensado exterior.

La aplicación de tirantes dio un nuevo estímulo a la construcción de grandes puentes. La importancia del tipo atirantado se incrementó rápidamente y en sólo una década había llegado a tener tanto éxito que había tomado un lugar como un sistema de construcción clásico. Es interesante hacer notar cómo este desarrollo ha revolucionado la construcción de los puentes, pero que no es de hecho un nuevo descubrimiento.

El comienzo de este sistema, probablemente, se remonta cuando se estableció que las estructuras rígidas podrían estar formadas por triángulos unidos entre sí, esto es, la forma que aparenta el sistema de los cables del puente atirantado y de la superestructura (tablero).

A pesar de que la mayoría de estos diseños estuvieron basados en suposiciones y principios razonables, la viga reforzada por tirantes sufrió varias desgracias que lamentablemente lo llevó al abandono del sistema.

Sin embargo, el sistema por sí sólo no fue del todo inconveniente. La solución del problema había sido intentada desafortunadamente en el camino equivocado.

Por una parte, el equilibrio de estos sistemas altamente indeterminados no había sido apreciado y controlado claramente y por otra parte los miembros a tensión fueron hechos de madera, barras o cadenas. Estos consistían por lo tanto de material poco resistente el cual era tensionado por completo sólo después de una deformación considerable de la viga. Esto puede explicar porque la renovación del sistema del atirantado era posible sólo bajo las siguientes condiciones:

- 1.- *El análisis correcto del sistema estructural.*
- 2.- *El uso de miembros a tensión teniendo bajo la carga muerta un punto considerable de rigidez debido al alto nivel de preesfuerzo, además de que todavía se tuviera suficiente capacidad para resistir la carga viva.*
- 3.- *El uso de métodos de construcción que aseguren que el diseño sea realizado en una manera económica.*

El renacimiento del sistema atirantado, sin embargo, fue finalmente conseguido hasta la década pasada.

Los modernos puentes atirantados presentan un sistema tridimensional que consiste de vigas reforzadas, apoyos transversales y longitudinales, tablero tipo ortotrópico¹ y sus partes soportadas por torres sujetas a compresión y tirantes inclinados sujetos a tensión. Las características importantes de una estructura tridimensional es la entera participación de la construcción transversal en el trabajo de la estructura principal longitudinal. Esto provoca un incremento considerable en el momento de inercia de la construcción lo cual permite la reducción en el espesor de las vigas y la economía del acero.

Entonces, los elementos relevantes para la definición del proyecto de un puente atirantado son: el sistema de cables (tirantes), la pila-pilón y el tablero (superestructura). Estos tres elementos están correlacionados y sus características geométricas y mecánicas dependen en gran parte de la configuración del sistema de atirantamiento. Es conveniente hacer mención de los aspectos que intervienen para su elección.

1 Son materiales con diferentes propiedades mecánicas en todas las direcciones perpendiculares. Lo contrario a los materiales ortotrópicos son los materiales isotrópicos.

2.2 SISTEMAS DE CABLES

DIFERENCIA ENTRE TIRANTES Y CABLES DE PRETENSADO DE PUENTES EN VOLADIZO.

A causa de ser exteriores al concreto del tablero, el comportamiento de los tirantes es diferente del de los cables de pretensado de los puentes en voladizo. La variación de tensión bajo el efecto de las cargas de servicio es más elevada que la de los cables dispuestos en el interior del concreto y solidarizados con este último por medio del mortero de inyección. Esto hace imprescindible proteger los tirantes contra los fenómenos de fatiga.

Ensayos comparativos, efectuados en Alemania, entre cables de pretensado inyectados y no inyectados, han puesto en evidencia la influencia favorable de la inyección sobre la resistencia a la fatiga de las zonas de anclaje.

Debido a que los tirantes están expuestos a la intemperie, se debe, igualmente, luchar para asegurar su protección contra la corrosión. Esta protección presenta diferentes aspectos. Puede ser:

➤ **no rigidizante**

- *por la estructura de los tirantes: cables cerrados;*
- *por la naturaleza o el tratamiento del acero: alambres de acero inoxidable o galvanizado;*
- *por recubrimiento de los tirantes: grasa, pintura a base o no de epoxy, resina, envolvente plástica o metálica estanca²;*
- *por el medio en el que se colocan los tirantes: nitrógeno o gas inerte;*

² Detener el curso del agua, en este caso para proteger los tirantes y no sufran de corrosión, es decir, sirve como un medio impermeable.

- **rigidizante**, haciendo participar a la envolvente del cable en la resistencia del tirante. En el caso de los cables de pretensado, enfilados en tubos metálicos o inyectados con resina o lechada de cemento.

Por último, los tirantes que están sometidos a los efectos del viento pueden sufrir fenómenos vibratorios capaces de causar roturas por fatiga. El riesgo de aparición de estos fenómenos se acrecienta si:

- los tirantes tienen sección circular y una superficie lisa que presenta una sustentación elevada;
- su comportamiento es parecido al de un cuerpo elástico con débil amortiguamiento interno.

Se evitan éstos inconvenientes equipando a los tirantes con dispositivos antivibratorios sencillos que pueden ser de naturaleza:

aerodinámica, bajo la forma de elementos asimétricos, como por ejemplo, un alambre enrollado en hélice,

mecánica, bajo la forma de amortiguadores hidráulicos o a fricción, dispuestos en las proximidades del punto de unión de los tirantes con el tablero.

SEPARACIÓN DE LOS TIRANTES. VENTAJAS DEL ATIRANTADO.

Por razones constructivas, cada dovela de puente en voladizo se pretensa, generalmente, con dos o varios cables.

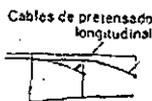


Fig. 2.2.1 Separación de los tirantes Fig. a)

En el caso de puentes atirantados construidos por voladizos sucesivos, se podría proceder del mismo modo, lo que conduciría a separar los tirantes a un valor igual a la longitud de una dovela, o sea, unos 3 m.

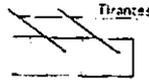


Fig. 2.2.1 Separación de los tirantes Fig. b)

Por razones estéticas, y con objeto de conservar una cierta permeabilidad al viento en el plano de los tirantes, es preferible disponer estos últimos a una distancia del orden de 6 a 10 m, correspondiente a la longitud de dos o tres dovelas, lo que obliga a disponer un pretensado provisional para asegurar la estabilidad de los elementos no atirantados, o aumentar la longitud de las dovelas.

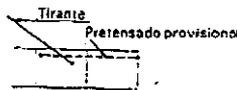


Fig. 2.2.1 Separación de los tirantes Fig. c)

El atirantamiento múltiple repartido presenta ciertas ventajas:

** Facilidad de montaje del tablero ya que se puede avanzar la construcción en voladizo hasta el tirante siguiente;*

** Simplificación de la transmisión de esfuerzos a la estructura del tablero, por una parte, y a los pilones, por otra, por reducción de las fuerzas concentradas en los puntos de anclaje y disminución de la flexión entre puntos de suspensión;*

** Comodidad de sustitución de los tirantes, en caso de deterioro, sin interrumpir la explotación de la obra, pues la supresión eventual de un tirante modifica poco el reparto de esfuerzos en la estructura,*

* *Excelente estabilidad aerodinámica, a causa del aumento del amortiguamiento propio del sistema debido al número elevado de tirantes de longitud variable y, por tanto, de frecuencias diferentes.*

Se observará que hay una diferencia importante entre los puentes en voladizo ordinarios y los puentes atirantados. En el primer caso, cada cable ejerce un esfuerzo de compresión sensiblemente horizontal, que asegura el pretensado del tablero (la componente vertical, cuando existe, solamente tiende a mejorar la resistencia al esfuerzo cortante de la viga). En el segundo caso, el esfuerzo ejercido por el tirante tiene dos componentes, una horizontal, de compresión, y la otra vertical, constituyendo una reacción de apoyo elástico del tablero.

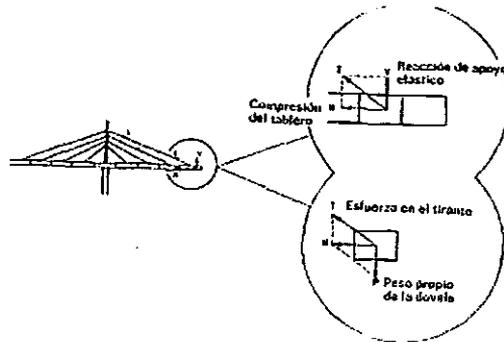


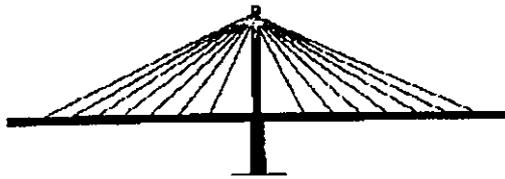
Fig. 2.2.2 Funcionamiento de un puente atirantado

ARREGLO DE LOS TIRANTES.

De una manera práctica se puede decir que los tirantes longitudinalmente, pueden disponerse en tres posiciones: en abanico, cuando todos los tirantes convergen en el vértice del pilón; solución aplicada en los puentes Severin, Zárate Brazo Largo, Pasco Kennewick, entre otros; en semiabanico si los tirantes se distribuyen regularmente en la parte superior del pilón. Esta disposición, poco diferente de la anterior, ofrece la

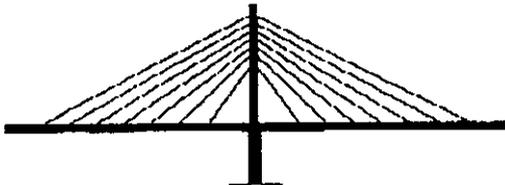
ventaja de facilitar la continuidad o el anclaje en el pilón, como ocurre en los puentes de

Brotonne, Coatzacoalcos, Bonn, etc.; en arpa, cuando todos los tirantes son paralelos. Esta disposición disminuye los riesgos de inestabilidad elástica del pilón por la distribución de los tirantes en toda su altura, lo que permite simplificaciones constructivas importantes, debido a que conservan un mismo ángulo de incidencia. Con esta forma se resolvieron la mayoría de los puentes sobre el río Rin, en las proximidades de la ciudad de Düsseldorf.



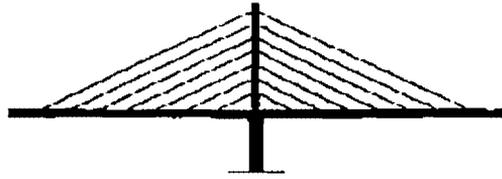
ABANICO

Fig. 2.2.3 a) Arreglo de los tirantes



MEDIO ABANICO

Fig. 2.2.3 b) Arreglo de los tirantes



ARPA

Fig. 2.2.3 c) Arreglo de los tirantes

Transversalmente, los tirantes pueden disponerse contenidos en un plano situado en el eje del tablero, denominándose **suspensión axial**; o en dos planos laterales, paralelos o convergentes, solución que se le llama **suspensión lateral**.

Desde un punto de vista técnico y tocando a fondo el tema del arreglo de los tirantes podemos decir que, de acuerdo a los diferentes arreglos longitudinales de tirantes, los puentes podrían estar divididos en los 4 sistemas básicos, como sigue:

Sistema de Atirantamiento	Sencillo 1	Doble 2	Triple 3	Múltiple 4	Variable 5
1 Convergente o radial					
2 Arpa o paralelo					
3 Abanico					
4 Estrella					

Fig. 2.2.4 Sistemas de atirantamiento

1.- Sistema radial o convergente.

En este sistema todos los tirantes son dirigidos a lo más alto de la torre. Estructuralmente, este arreglo quizás sea el mejor, ya que sujeta a todos los tirantes en la parte superior de la torre logrando, de esta manera, la inclinación máxima a la horizontal y requiriéndose una cantidad menor de acero. Los tirantes soportan la componente máxima de las cargas vivas y muertas, y la carga axial del tablero es mínima.

2.- Sistema en arpa o en paralelo.

En este sistema los tirantes están conectados a la torre a diferentes alturas, y colocados en forma paralela con relación a otro tirante. Este sistema puede ser el más solicitado desde un punto de vista estético. Sin embargo, este arreglo provoca momentos de volteo en la torre.

Los tirantes en este sistema dan una excelente rigidez en el claro principal, si cada tirante es anclado a una pila sobre las orillas de un río, como fue hecho en el puente Knie en Düsseldorf, Alemania. La cantidad de acero requerida para un arreglo en arpa es ligeramente más alto que para un arreglo en abanico.

3.- Sistema en abanico o intermedio.

El arreglo en abanico o intermedio representa una modificación del sistema en arpa. Todas las cuerdas se fijan en la torre.

4.- Sistema en estrella.

El sistema en estrella es un arreglo de tirantes estéticamente atractivo. Sin embargo, contradice el principio de que los puntos de anclaje de los tirantes debería de ser distribuido tanto como sea posible a lo largo de la viga o claro principal.

Desde el punto de vista arquitectónico, las soluciones que presentan las condiciones más satisfactorias son la disposición radial y la de arpa, aún

cuando se tengan dos planos de suspensión, por permanecer todos los cables paralelos, cualquiera que sea el ángulo bajo el cual se observe la obra.

Sin embargo, la mayor eficiencia y economía se logra con la suspensión en abanico. Se ha demostrado que en el caso de suspensión total del tablero, cuando este no se apoya en la pila, la relación entre la altura del pilón y la longitud del claro principal puede ser de 0.20 para la suspensión en abanico y llegar hasta 0.50 para la solución en arpa, lo que significa diferencias en el acero de los tirantes y en los materiales del pilón. Para esbelteces entre 0.15 y 0.25 pueden lograrse resultados muy positivos, utilizando una disposición en semiabanico, sobre todo si el número de tirantes es importante, por el problema que presenta el anclaje de estos en el pilón.

POSICIONES DE LOS TIRANTES EN EL ESPACIO.

Con respecto a las diferentes posiciones en el espacio que puede ser adoptado por los cables en diferentes planos, hay dos arreglos básicos: Sistemas en dos planos y sistemas en un plano.

1.- Sistema de dos planos en forma vertical.

Dos alternativas de distribución pueden ser adoptadas cuando se usa este sistema: los anclajes pueden ser colocados fuera del tablero, o pueden ser colocados dentro de las vigas principales.

La primer distribución es la mejor, no hay área en la superficie del tablero que sea obstruida por la presencia de tirantes y torres, como se presenta en el segundo caso. Hay, sin embargo, una desventaja: la distancia transversal del anclaje de las vigas principales requieren un voladizo considerable que debe ser construido para transferir el cortante y momentos de volteo al tablero. También la subestructura, especialmente las pilas para las torres, deben ser más grandes, porque en este caso las torres se separan de la sección horizontal del puente. La zona donde se encuentran los tirantes y torres dentro de la sección horizontal del puente, no puede ser utilizada como parte de la calzada y sólo puede ser parte de la acera.

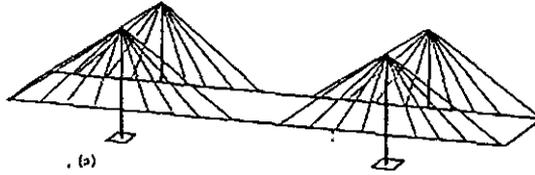


Fig. 2.2.5 Posición en el espacio de los tirantes
a) Sistema en dos planos verticales

2.- Sistemas de dos planos inclinados.

Los tirantes corren desde las orillas del tablero del puente a un punto sobre la línea central del puente, sobre una torre en forma de "A".

Este arreglo se recomienda para claros muy grandes donde la torre en forma de "A" debe de ser muy alta y necesita un refuerzo lateral dado por el triángulo y el área de acción. Uniendo todos los tirantes en lo más alto de esta torre tiene un efecto favorable considerando las oscilaciones del viento, porque ayuda a prevenir el peligroso momento torsional del tablero.

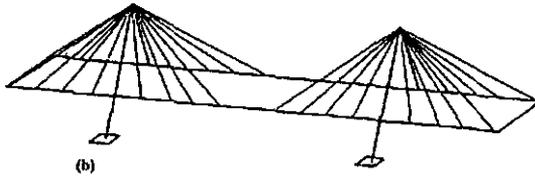


Fig. 2.2.5 Posición en el espacio de los tirantes
b) Sistema en dos planos inclinados

3.- Sistema de un plano.

Este es otro sistema o arreglo con un sólo plano vertical, de tirantes colocados a lo largo del eje de la superestructura.

Este arreglo requiere vigas principales ahogadas, con una considerable rigidez torsional para permitir la deformación horizontal de la sección debido a cargas vivas excéntricas dentro de los límites permitidos.

Por lo tanto, no es necesario incrementar el ancho de la superestructura cuando se usa el sistema de viga ahogada.

Además, este sistema también ofrece la ventaja de pilas relativamente pequeñas, porque su tamaño es determinado por el ancho de la viga principal.

Se debe de hacer hincapié en que todas las posibles variaciones considerando el arreglo longitudinal de los tirantes usado en puentes de dos planos son también aplicadas a vigas centrales en puentes de un sólo plano.

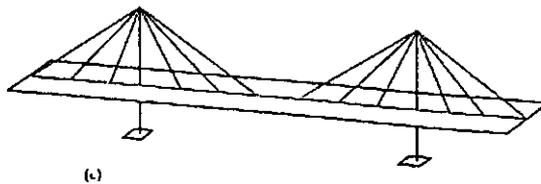


Fig. 2.2.5 Posición en el espacio de los tirantes
c) Sistema en un plano

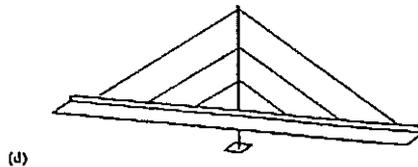


Fig. 2.2.5 Posición en el espacio de los tirantes
d) Sistema plano asimétrico

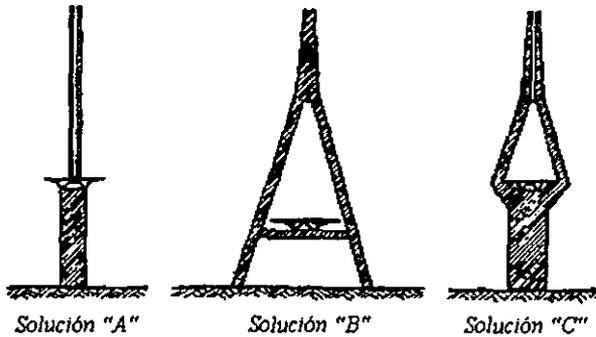
La optimización de la disposición de los tirantes requiere de estudios muy completos en los que deben tomarse en cuenta todas las condiciones para la estabilidad general de la estructura como pueden ser: los efectos dinámicos por las cargas de servicio, por el viento, el sismo, etc., el comportamiento no lineal, los efectos de fluencia y retracción y los procesos constructivos.

2.3 PILAS - PILÓN

INTRODUCCIÓN

Los tirantes según su disposición transversal pueden ser de dos tipos: *suspensión axial dispuesta en un plano único en el eje del tablero o suspensión lateral dispuesta en dos planos laterales, paralelos o convergentes.*

La suspensión axial se usa comúnmente para separar materialmente el perfil transversal del tablero ya que en este tiene dos sentidos de circulación.

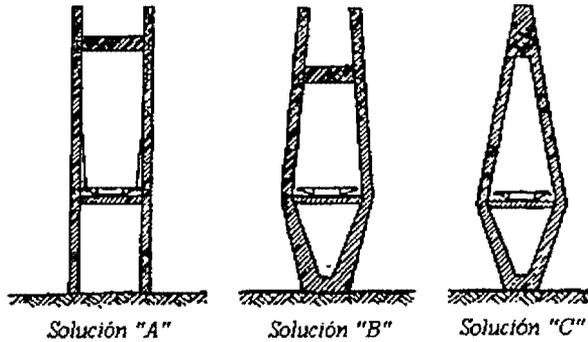


Atirantamiento axial

Figura 2.3.1 TIPOS DE PILA - PILÓN

Este tipo de suspensión tiene la ventaja de ser una solución de tipo estético. Esto se logra, debido a que permite a los usuarios del puente una vista hacia el exterior sin ningún obstáculo.

En cuanto a la suspensión lateral los tirantes están dispuestos en dos planos o colocados en los extremos del tablero entre la calzada y las aceras.



Atirantamiento lateral
Figura 2.3.2 TIPOS DE PILA – PILÓN

PILONES

Los pilones son elementos de concretos sujetos a compresión, debido a que los tirantes tienen una componente vertical sujeta a tensión, puede provocar la aparición de riesgos muy importantes como es la inestabilidad de forma.

Su esquema longitudinal puede ser del tipo flexible, con un elemento vertical único, o del tipo rígido con un pilón en forma de "A".

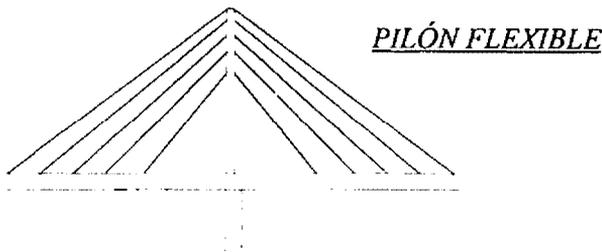


Fig. 2.3.3 a) Esquema longitudinal de los pilones.

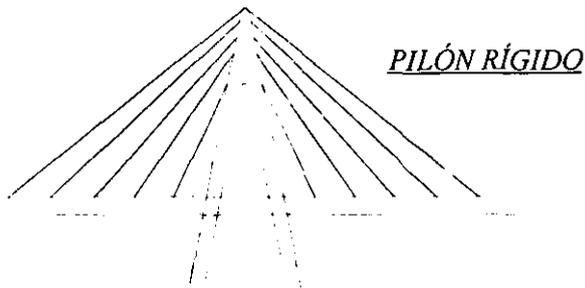


Fig. 2.3.3 b) Esquema longitudinal de los pilones.

Su esquema transversal depende automáticamente del tipo de suspensión, la cual puede ser axial o lateral, y puede ser de distintos tipos:

- *Uno o dos pilares verticales,*
- *Pórtico en "V" o en "Y" invertida,*
- *Marco con pilares gemelos.*

Tanto longitudinal como transversalmente los pilones sufren flexiones.

En la dirección longitudinal los esfuerzos de flexión aparecen por la acción de las cargas y sobrecargas actuantes en la estructura. Se necesita, para reducir los esfuerzos de flexión, anular el momento en la base del pilón al momento de tomar la lectura de la tensión de los tirantes bajo la acción de las cargas muertas, equilibrando así las componentes horizontales de las tensiones de los tirantes dispuestos en la misma horizontal.

En la dirección transversal los esfuerzos de flexión aparecen principalmente por la acción del viento, ya que las presiones unitarias se elevan a causa de la gran altura de los pilones con relación al nivel del suelo.

Tanto la estabilidad de forma como la flexión de los pilones tienen las siguientes condiciones:

- *El esquema longitudinal y transversal,*

- *La forma en que está ligado el tablero con las pilas que pueden ser mediante articulación o por empotramiento elástico o perfecto.*
- *El sistema de atirantamiento incluyendo la forma en que están sujetos los tirantes a los pilones el cual puede ser por apoyos fijos o móviles.*

Por razones constructivas los pilones se empotran por lo general en su base, como puede ser en el tablero o en las pilas principales. Las solicitaciones de flexión de los pilones son mucho más importantes con un atirantamiento en arpa que con un atirantamiento en abanico. Como se mencionó anteriormente, los pilones pueden ser en forma de portal o marco trapezoidal, pilones gemelos, en forma de "A" o pilones únicos.

Los pilones del tipo portal fueron usados en el diseño de los primeros puentes atirantados, como en el caso de los puentes colgantes donde este tipo de pilón fue comúnmente usado para obtener mayor rigidez para resistir la presión del viento, la cual, el tirante la transfería a lo alto del pilón. Sin embargo, más tarde la investigación de los puentes atirantados mostró que las componentes horizontales de las fuerzas de los tirantes eran, de hecho, relativamente pequeñas.

Con pilones únicos o gemelos sin riostras, el pilón es estable en la dirección lateral, tanto que el nivel de anclaje está situado arriba del nivel de la base del pilón. A consecuencia del desplazamiento lateral de la punta del pilón debido a las fuerzas del viento, la longitud de los tirantes se incrementa, lo cual eleva la tensión y proporciona una fuerza rehabilitada. El momento longitudinal del pilón es restringido por el efecto restrictivo de los tirantes fijos en los anclajes del pilón.

Hay tres posibles soluciones en cuanto al arreglo de los apoyos de los pilones:

1.- Pilones o pilas fijas en los cimientos

En este caso los grandes momentos de volteo son producidos en el pilón. Con este tipo de apoyo se puede advertir claramente el incremento en la rigidez de la estructura, de este modo se compensa la desventaja de los momentos de volteo del pilón.

En el caso cuando las pilas o pilones tienen los apoyos fijos, las vigas principales pasan entre los apoyos del pilón y son soportadas sobre las vigas transversales.

2.- Pilones fijos en la superestructura.

Los pilones generalmente están fijos a las dovelas. Con este arreglo no es sólo necesario reforzar la dovela sino soportar un soporte más fuerte. Los apoyos también pueden resistir las fuerzas horizontales adicionales causadas por el incremento de las fuerzas de fricción de los soportes.

3.- Pilones Articulados.

Por razones estructurales, las pilas-pilón pueden ser articuladas en la base, en la dirección longitudinal del puente. Este arreglo reduce los momentos de volteo en los pilones y el número excesivo, lo cual simplifica el análisis de la estructura. También, en casos con condiciones malas de suelo, se proporcionan articulaciones lineales en los apoyos del pilón, permitiendo la rotación longitudinal, ya que los momentos de volteo no son soportados por la cimentación.

Las características generales del pilón dependen en gran parte, como ya se mencionó, de la configuración del atirantamiento, teniéndose pilones en forma de marco cerrado, como los correspondientes a los puentes Barrios de Luna, Anassis, Rande, etc.; columnas libres empotradas a la pila o el tablero, en forma de "V" o de "Y" o en forma de "A", como los que tienen los puentes Saint Nazaire, Coatzacoalcos, Flehe Spencer, Brotonne, etc.

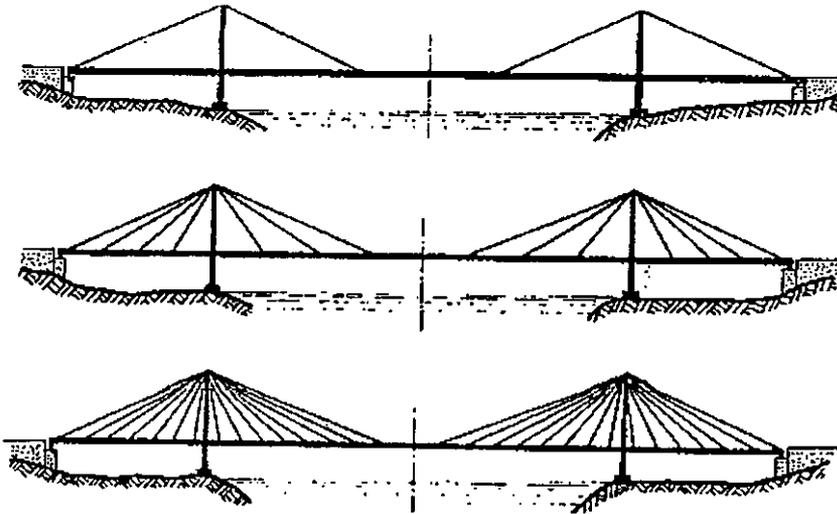
Los pilones pueden quedar constituidos por una estructura metálica, como es el caso del puente Koahlbrand, o por elementos de concreto reforzado.

2.4 TIPOS DE SUPERESTRUCTURA

2.4.1 TIPOS DE TABLERO

La definición de la sección transversal del tablero depende también de la configuración del atirantamiento, influyendo, además en forma importante el número de tirantes y si el tablero es de concreto, metálico o compuesto, procurando lograr que este sea lo más ligero posible, pero garantizando su estabilidad aerodinámica y su facilidad de construcción.

Si el atirantamiento es axial, la sección en cajón es la más eficiente, debiendo tener un peralte suficiente para obtener la rigidez torsional necesaria. Si el atirantamiento es lateral el efecto de torsión se reduce notablemente; la sección puede ser abierta y su peralte mínimo.

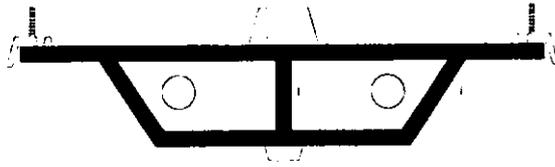


CONFIGURACIÓN DEL DESARROLLO DE
ATIRANTAMIENTO

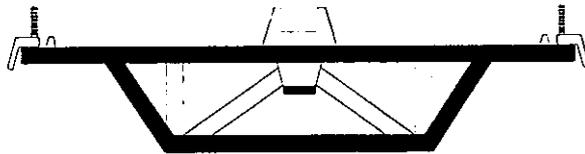
Figura 2.4.1.1

TABLERO DE CONCRETO

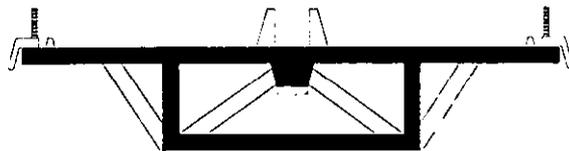
***SECCIONES TRANSVERSALES
ATIRANTAMIENTO AXIAL***



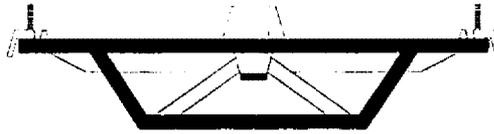
SOLUCIÓN "A"



SOLUCIÓN "B"



SOLUCIÓN "C"



SOLUCIÓN "D"

Figura 2.4.1.2

ATIRANTAMIENTO LATERAL

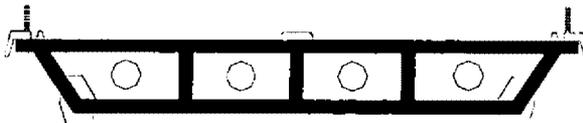
SECCIONES TRANSVERSALES



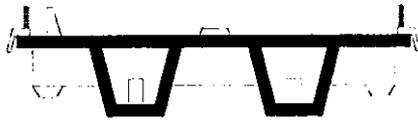
SOLUCIÓN "A"



SOLUCIÓN "B"



SOLUCIÓN "C"

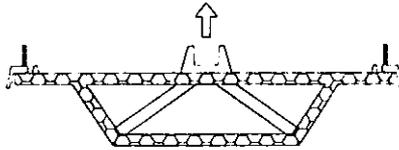


SOLUCIÓN "D"

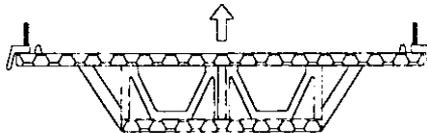
Figura 2.4.1.3

TABLEROS DE ACERO

**SECCIONES TRANSVERSALES
ATIRANTAMIENTO AXIAL**



SOLUCIÓN "A"



SOLUCIÓN "B"

**SECCIONES TRANSVERSALES
ATIRANTAMIENTO LATERAL**



SOLUCIÓN "A"

SOLUCIÓN "B"

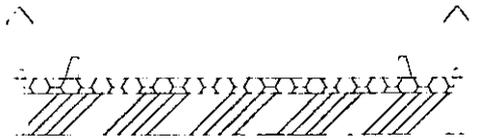


Figura 2.4.1.4

*En general, en los puentes con **tablero metálico** se usa un número reducido de tirantes. Esto produce una flexión general y local considerable entre los puntos de suspensión, lo que motiva que los tableros requieran de grandes peraltes.*

*Así mismo, en los primeros puentes con **tablero de concreto** también se dispuso un número reducido de tirantes. Como es el caso del puente Moracaibo, en el cual Morandi únicamente utilizó dos tirantes para un claro de 235 m.*

A través del tiempo, el número de tirantes ha aumentado, debido a las ventajas que esto representa, sobre todo para el caso de los tableros de concreto donde lo ideal es colocar un tirante por cada dovela, con lo cual se reduce notablemente la esbeltez y en peso del tablero, sobre todo si el atirantamiento es lateral. Con esto se reduce sustancialmente la flexión local, al equilibrarse el efecto de las cargas de peso propio con la componente vertical de la tensión del tirante y quedar comprimida la sección por efecto de la componente horizontal, lo que le proporciona capacidad para la flexión general, que en este caso resulta mínima por la rigidez del conjunto. Sin embargo, esta solución no es práctica ni económica, ya que la longitud conveniente de cada dovela es de 3 a 4 m, ya sean coladas en el lugar o precoladas. Además, la gran cantidad de tirantes hace el efecto de una

“vela” para la acción del viento en forma transversal. El equilibrio de este problema conduce a colocar los tirantes entre 7 y 10 m. Otra ventaja de utilizar un **atirantamiento múltiple** es de manejar cables de baja capacidad con lo cual se puede simplificar los procedimientos constructivos y uniformizar los dispositivos de anclaje.

Lo anterior también tiene validez cuando se utilizan tableros metálicos, principalmente si la losa es de concreto, como es el caso del puente Anassis, que tiene un tablero de armadura, de forma similar a la de los puentes suspendidos de cables curvos.

Con esta nueva forma, las expectativas para resolver el problema con claros mayores son más factibles. Ya se ha realizado un anteproyecto para un puente en el estrecho de Messina, con un claro de 1,300 m.

En la búsqueda de tableros más eficientes el principal avance ha sido con el desarrollo de **tableros de acero ortotrópico**. La mayoría de los puentes atirantados tienen **tableros ortotrópicos**.

Las vigas transversales comúnmente usadas son de 1.80 a 2.50 m (6 a 8 pies) de separación para tableros rigidizados por vigas flexibles, de 4.60 a 5.50 m (15 a 18 pies) de separación en el caso de tableros rigidizados por vigas cajón, que tienen un alto grado de rigidez torsional.

Para claros relativamente pequeños 60 a 90 m (200 a 300 pies) es conveniente usar **tableros de concreto reforzado**, el cual actúa como una **sección compuesta** con la red de acero formada por los tirantes, vigas de piso y vigas principales.

Una alternativa de solución es la presentada por el tablero de concreto reforzado, el cual actúa monolíticamente con las vigas principales reforzadas o pretensadas.

VIGAS PRINCIPALES Y RIOSTRAS (ARMADURAS)

Los siguientes tres tipos básicos de vigas principales y riostras (armaduras) son usadas actualmente para los puentes atirantados:

1. Vigas de acero.

Los puentes construidos con vigas principales sólidas pueden estar divididos en dos tipos: los construidos con vigas tipo I y aquellos con una o más secciones en cajón como se muestra en la siguiente figura:

Tipos de vigas principales

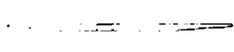
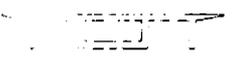
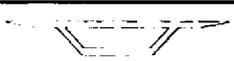
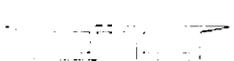
Número	Tipo de puente	Sección transversal del tablero
1	Viga gemela en forma de I.	
2	Viga cajón rectangular sencilla.	
3	Viga cajón central y vigas "I" laterales.	
4	Viga cajón gemela sencilla y puntales inclinados.	
5	Viga cajón trapezoidal sencilla.	
6	Viga cajón rectangular gemela	
7	Viga cajón trapezoidal gemela	

Fig. 2.4.1.5 Tipos de vigas principales

Las vigas I recubiertas han sido usadas en algunos puentes. Este arreglo no produce necesariamente una solución económica.

En comparación a las vigas I, la mayoría de las vigas en sección cajón tienen porciones en su claro donde el mínimo del espesor del recubrimiento tiene que estar en mantenimiento para prevenir que se doble localmente y brinde protección contra la corrosión, aún si la inercia ideal no requiera tal espesor. Sin embargo, tienen la gran ventaja de facilidad de fabricación comparado con las vigas I, y lo más importante, una sección estándar con la variante de que el espesor del recubrimiento puede ser fabricado en series, lo cual significa reducir los costos de fabricación. Además, la superficie interior no está expuesta a la intemperie, y de esta manera los costos para el tratamiento de protección para el futuro mantenimiento son reducidos.

Las vigas de sección cajón pueden ser de forma rectangular o trapecial, con el recubrimiento vertical o inclinado.

Las cargas vivas y las fuerzas del viento pueden producir grandes momentos torsionales y las secciones en cajón son intrínsecamente más adecuadas para resistir este tipo de carga por lo tanto reducir el momento torsional del tablero.

2. Riostras (tableros de armadura).

Durante la última década las riostras (tableros de armadura) han sido raramente usadas para la construcción de puentes atirantados. Comparadas a las vigas sólidas, las riostras (tableros de armadura) presentan una apariencia desfavorable; requieren de un gran reto para su fabricación, mantenimiento y protección contra la corrosión. Sin embargo, las riostras (tableros de armadura) pueden ser usadas en lugar de vigas por razones aerodinámicas.

Tipos de riostras rígidas (tableros de armadura rígidos)

Número	Tipo de puente	Sección transversal del tablero
1	Autopista	
2	Autopista y vía férrea (proyecto)	
3	Autopista y vía férrea (proyecto)	
4	Autopista y vía férrea (proyecto)	

Fig. 2.4.1.6 Tablero soportado por riostras rígidas

3. Vigas de concreto pretensado.

Durante la última década un cierto número de puentes atirantados han sido construidos con tableros de concreto pretensado y vigas principales. Estos puentes son económicos poseen una alta rigidez y proporcionan deflexiones pequeñas. El amortiguamiento de estas estructuras monolíticas es muy alto y las vibraciones son muy pequeñas. Tales extraordinarias estructuras, como por ejemplo el puente Maracaibo en Venezuela, indican que este nuevo sistemas constructivo de puentes posee características excelentes.

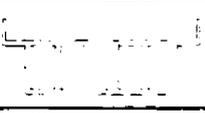
<i>Número</i>	<i>Tipo de viga</i>	<i>Sección transversal</i>
1	<i>Viga cajón sencilla (Puente Wadi Kuf, Libia)</i>	
2	<i>Vigas cajón gemelas (Puente sobre el río Parana, Argentina)</i>	
3	<i>Vigas cajón gemelas (Puente sobre el río Waal, Holanda)</i>	
4	<i>Viga cajón múltiple (Viaducto Polcevera, Italia)</i>	

Fig. 2.4.1.7 Vigas de concreto reforzado y pretensado

2.4.2 CONEXIONES Y ANCLAJES

Los elementos del sistema de atirantamiento de una estructura son los cables. De ellos depende la estabilidad en la obra, sin embargo, por sus condiciones de operación están muy expuestos a los efectos de fatiga y corrosión. Para elegir el tipo de cable que garantice la mayor seguridad es necesario conocer con detalle las características y el comportamiento de todas sus partes que lo integran. Esto significa la realización de estudios especiales de un número importante de pruebas y ensayos de laboratorio.

Los conceptos que requieren una atención especial son: la forma y el tipo del acero, características del sistema de anclaje, capacidad de resistencia estática y a la fatiga del conjunto, procedimiento de protección contra la corrosión, formación, manejo, colocación y puesta en tensión de los cables, comportamiento dinámico por efecto de las cargas móviles, principalmente las de viento y la sustitución de los cables.

El acero se proporciona por medio de alambres armados “cable cerrado” y alambres o torones paralelo, con resistencia a la ruptura entre 160 y 190 kg/mm², bajo grado de relajación, poco susceptible a la corrosión y una capacidad útil, determinada con un esfuerzo máximo con valor del 45% del esfuerzo de ruptura y para una acción dinámica de 2 millones de ciclos con un rango de variación de 16 a 20 kg/mm². Los cables formados por alambres o torones paralelos tienen un mejor comportamiento elástico, por presentar un módulo de estabilidad bien definido.

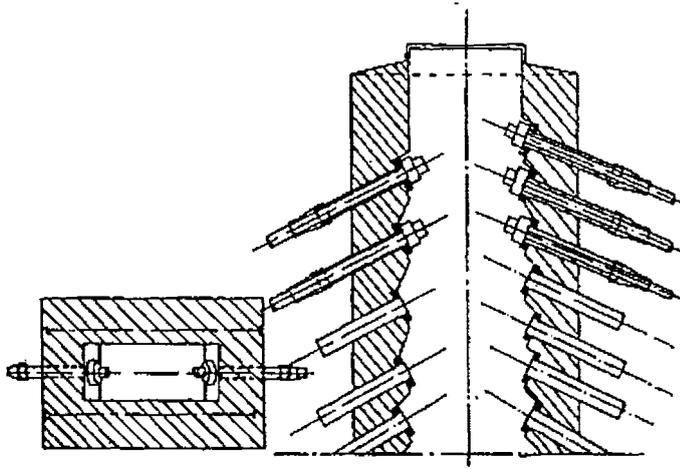
La capacidad del cable a la fatiga depende fundamentalmente de la forma de fijación del acero en los dispositivos de anclaje y de la amplitud de variación de sus esfuerzos, la cual se comprueba realizando ensayos de laboratorio.

Los dispositivos de anclaje más utilizados son los desarrollados por BBR para alambres de 7 mm de diámetro, en sus versiones BBRV, DINA y Hi Am. La empresa inglesa British Rope fabricó con alambres galvanizados de 7 mm los cables y sus anclajes para el puente Anassis.

Para torones de 15 mm de diámetro, “Freyssinet Internacional” y la empresa española “Centro de Trabajos Técnicos” han desarrollado anclajes para los cables usados en los puentes Brotonne, Rande, Coatzacoalcos y Barrios de Luna, entre otros.

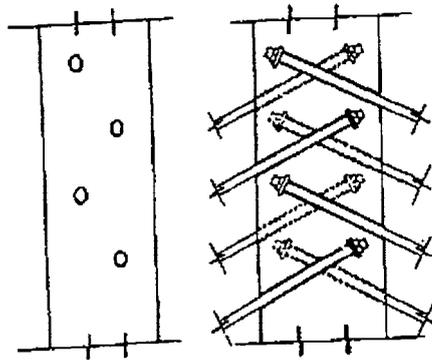
En la mayoría de los anclajes los alambres o los torones presentan una desviación dentro del cuerpo de este y para fijarlos se usa una resina dura, en algunos casos mezclándole pequeñas esferas de metal o relleno de zinc. En otros se ha colocado dentro del cuerpo del anclaje una resina blanda como protección contra la corrosión. En la cabeza del anclaje la fijación se logra por medio de botones en el caso de los alambres y por cuñas para los torones.

DISPOSICIÓN DE LOS TIRANTES EN EL MÁSTIL



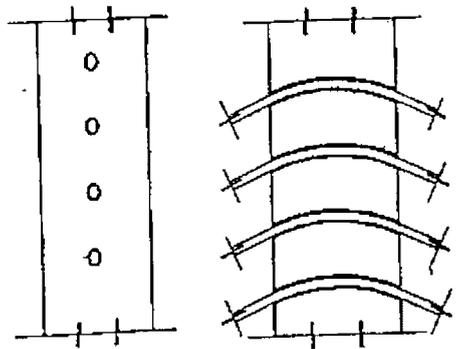
Planta

Corte longitudinal discontinuos



Corte Transversal

Corte Longitudinal Cruzados



Corte Transversal Corte Longitudinal Continuos

Fig. 2.4.2.1

Ejemplo de anclaje de los tirantes del “Puente de Brotonne”.

La suspensión del puente Brotonne se compone de 21 tirantes por pilón dispuestos en semiabánico, anclados en sus dos extremos en el tablero, y apoyándose en el pilón sobre sillas que constituyen un punto fijo.

Los tirantes están formados por cables de pretensado compuestos por torones y enfilados en tubos metálicos e inyectados en una lechada de cemento. El número de torones varía entre 39 y 60 del tirante más corto al más largo, respectivamente; el tubo metálico envolvente tiene una sección normal, un diámetro exterior de 165 mm y un espesor de 4.5 mm. La continuidad y la estanqueidad¹ de los tubos se obtiene por soldadura, y se asegura su protección mediante dos capas de pintura anticorrosiva.

Los tubos se refuerzan en las proximidades de las secciones de empotramiento de los tirantes en el pilón y en el tablero, con objeto de resistir mejor los esfuerzos de flexión y/o la deformación de la estructura.

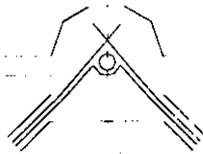
¹ La estanqueidad garantiza que no existan filtraciones de agua, es decir mantiene un ambiente impermeable.

Los anclajes de los tirantes en el tablero cumplen dos funciones:

- *Puesta en tensión de los tirantes antes de la ejecución de la inyección.*
- *Variación posterior de la tensión, después de la inyección (con una carrera del orden de 150 mm), soltando los tirantes o bien sobretensándolos con el fin de compensar las deformaciones o equilibrar cargas nuevas.*

La puesta en tensión de los tirantes se efectuó por medio de 4 gatos del tipo 12 T 13, montados en paralelo. Un gato hidráulico, especialmente diseñado, permitió realizar el pretensado de los tirantes actuando sobre la tuerca de bloqueo de los anclajes.

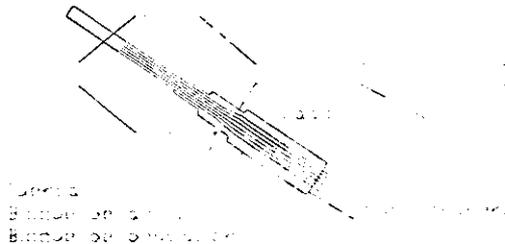
Sección A - A



Sección B - B



a) Anclaje de los tirantes en el tablero



b) Dispositivos de tensión



c) Gato de pretensado

Fig. 2.4.2.2

Protección de los tirantes contra la corrosión y el deterioro.

En los primeros puentes atirantados modernos se utilizaron cables cerrados protegiéndolos por medio de pintura únicamente lo que resultó insuficiente, siendo necesario sustituir varios de ellos.

La protección que más garantía ha ofrecido, es el uso de tubos de acero o polietileno como ducto y la inyección de una lechada de cemento. La duración de los tubos de polietileno está garantizada por 20 años tiempo que tienen los primeros que se usaron, pero se estima que pueden llegar hasta 40 ó 50 años, si su manejo es adecuado durante su transporte, colocación e inyección. Este tipo de ductos presenta gran facilidad para su colocación. Los tubos de acero requieren de una protección de pintura, su colocación es lenta y difícil, sobre todo cuando los cables son de gran longitud.

Recientemente se han realizado pruebas con resultados muy satisfactorios al utilizar cera en lugar de lechada de cemento, material que presenta ventajas y garantiza una mayor protección. La aplicación de este procedimiento de protección se inició a fines del año de 1987 en un puente construido en Bélgica y se utilizó en los tirantes del puente Tampico.

Las empresas fabricantes de acero para cables están produciendo torones protegidos individualmente por un recubrimiento a base de cera y forrados con polietileno. El efecto dinámico en los cables también es muy importante, especialmente por el comportamiento dinámico, puede llegar a ser peligroso para puentes con pocos tirantes y gran claro al producirse oscilaciones con una frecuencia que llegue hasta la resonancia. Para un sistema de atirantamiento múltiple la posibilidad de inestabilidad es muy reducida, por la interferencia de la diferente frecuencia de oscilación de los cables.

Otro problema dinámico es la oscilación de los mismos cables, como ocurrió en algunos del puente Brotonne, donde fue necesario instalar sobre el tablero un sistema de amortiguadores. En otros puentes se han usado amortiguadores a base de neopreno.

En el diseño de la estructura y la elección de los cables debe preverse la sustitución de estos, por motivos entre otros, de posibles accidentes de tránsito o deterioro debido a la corrosión.

CAPÍTULO 3

CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Objetivo: Mencionar y conocer en forma breve las consideraciones de análisis y diseño que se deben tomar en cuenta en el desarrollo de proyectos de puentes atirantados.

3.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL APROXIMADO

3.1.1 RELACIÓN ENTRE LOS CLAROS LATERALES Y CENTRALES.

En el caso de un número equivalente de tirantes en ambos lados de la torre y longitudes constantes del panel, las longitudes de los claros laterales son determinadas por consideraciones estructurales. Tal aproximación proporciona soluciones óptimas. Sin embargo, las condiciones locales pueden afectar la longitud de los claros laterales y a veces es posible que reduzca su longitud. Esto puede provocar una reducción en el número de tirantes.

La reducción en la longitud de los claros laterales incrementa un poco la rigidez del puente y por lo tanto las deformaciones de los tirantes superiores los cuales están a su capacidad máxima.

3.1.2 NÚMERO Y ESPACIAMIENTO DE LOS TIRANTES

Es evidente que usando un número pequeño de tirantes se aumentan las fuerzas en los tirantes, lo cual requiere de un anclaje con dispositivos más fuertes y complicados y el fortalecimiento de grandes áreas del tablero para la distribución del empuje. No hay duda que un gran número de tirantes con menor espacio simplifica el anclaje y permite usar una viga principal menos profunda. Esta poca profundidad facilita una sección transversal más favorable para la estabilidad aerodinámica y simplifica la construcción.

Un gran número de tirantes con un espaciado tan pequeño logra un ahorro económico y simplicidad en la estructura. El espaciado debería incrementarse desde la torre hasta el claro central para que las fuerzas de los tirantes no fueran demasiados diferentes.

3.1.3 ANÁLISIS LINEAL Y DISEÑO PRELIMINAR.

1. Análisis lineal

Los sistemas atirantados son generalmente estáticamente indeterminados. Las deflexiones bajo la aplicación de cargas pueden ser determinados por la teoría clásica de las estructuras. También existen modelajes a partir de metodologías del análisis estructural, que permiten estimar, desde el punto de vista lineal, la respuesta de los sistemas atirantados bajo distintas solicitaciones.

2. Diseño preliminar

El proceso del diseño de puentes atirantados con geometría aceptable puede estar dividida en los siguientes puntos:

a) Una serie preliminar de propiedades de secciones es designado para cada miembro del sistema.

b) *Las propiedades de las secciones designadas en el inciso a) se analizan aplicando uno de los métodos estáticos de análisis. Los esfuerzos y desplazamientos bajo cargas dadas en el sistema, se determinan y se comparan con los esfuerzos unitarios máximos y con los máximos desplazamientos permitidos por las especificaciones.*

c) *Se escoge una nueva serie de propiedades de las secciones para satisfacer los requerimientos de las especificaciones.*

Los puntos anteriores se repiten hasta obtener una relación específica entre las propiedades de las secciones designadas en el inciso a), y las obtenidas en el punto b).

Muchos métodos generales para el análisis lineal estructural de los puentes atirantados son permitidos. Los métodos que no requieren de la ayuda de una computadora se les conoce como métodos clásicos.

3.1.4 ANÁLISIS NO LINEAL.

Los puentes atirantados pertenecen a los sistemas en donde la deformación de la superestructura bajo una carga afecta el valor de los esfuerzos actuantes. Debido a esto, el principio de superposición de las fuerzas puede aplicarse sólo con ciertas limitaciones.

El análisis lineal de los puentes atirantados es erróneo debido a que son sistemas en donde el cambio de la geometría no es insignificante. Este problema es estudiado por la teoría de la deformación o teoría de segundo orden tomando en cuenta los efectos de las deflexiones de la estructura en el cálculo de los esfuerzos y fuerzas.

3.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS

Un puente atirantado es una estructura estáticamente indeterminada por lo que el comportamiento de la viga rígida es como una viga continua soportada elásticamente en los puntos de anclaje de los tirantes. Excepto en el caso de un puente atirantado muy simple, es necesario una computadora para la solución de este tipo de estructura; su uso se requiere con más frecuencia en el análisis que en el diseño.

Los programas de computadora son necesarios para generar los diagramas de las fuerzas de los tirantes, vigas rígidas, momentos de volteo y cortantes, y reacciones en torres y pilas. La computadora se requiere también para la rápida solución de varios parámetros de esfuerzos y cargas que se toman en cuenta para el diseño eficiente y razonable. Probablemente los problemas más importantes son la determinación de la sección óptima de la viga rígida, y la configuración y tamaño de los tirantes.

En una aproximación a la solución, la estructura es diseñada como un sistema lineal elástico en donde puede ser analizada usando una rigidez estándar o método de flexibilidad.

El comportamiento no lineal de los tirantes, cuyo decaimiento varía con los cambios de la carga axial, presenta problemas en la solución del puente todavía más complejo que las estructuras de comportamiento lineal. Un método conveniente para el comportamiento no lineal de los puentes atirantados es introducir el concepto de miembros con cuerdas en línea recta con una modificación de la elasticidad sustituida por el tirante actual. El uso de este concepto permite la aplicación de un programa de computadora de marcos planos adaptado para explicar la no-linealidad por un procedimiento de iteración.

Entre los métodos de análisis más importantes están el método de flexibilidad, el método de fuerza - desplazamiento, de reducción y el método de simulación.

3.2.1 ANÁLISIS DE LAS TORRES

La torre debe ser generalmente diseñada para transferir la fuerza del tirante a la base y no obstruir la superficie de rodamiento. Comúnmente tiene una de las siguientes formas geométricas:

- a) Columna sencilla*
- b) Un par de columnas separadas*
- c) En forma de A*
- d) En forma portal*

El diseño de la torre depende del material empleado. Este puede ser concreto pretensado o acero que es el que se usa generalmente. La aplicación de acero para las torres de los puentes atirantados ofrece muchas ventajas. El costo reducido permite una mayor altura para asegurar una pendiente más favorable para los tirantes inclinados.

El comportamiento de la torre depende de los detalles de las conexiones con los tirantes, tablero y pila. Parece ser conveniente el diseño de estas conexiones en una manera tal que minimice los momentos de volteo de la torre. Las piernas de las torres (pilas) deberían ser diseñadas como columnas para resistir las reacciones verticales de los tirantes; también como cantiliver para resistir las fuerzas desequilibradas de los tirantes. Las fuerzas debido a la presión del viento en los tirantes, torres, y vigas rígidas deben también tomarse en cuenta.

3.3 PUENTES ATIRANTADOS BAJO LA ACCIÓN DEL SISMO

Los parámetros que afectan la respuesta sísmica están en discusión; entre otros factores están las 3 dimensiones, la no-linealidad, la vibración en los tirantes, el movimiento en el suelo, conexiones estructurales, control estructural, dispositivos de absorción de la energía y comportamientos especiales.

Tradicionalmente, los puentes soportados sin la ayuda de tirantes son conceptualmente diseñados para resistir principalmente cargas de servicio tales como las cargas muertas y las cargas vivas (cargas gravitacionales). Después son revisados, como un paso secundario, para asegurar su resistencia contra cargas del medio ambiente tales como sismo, viento y cargas térmicas. En el caso de los puentes atirantados, sin embargo, las cargas del medio ambiente son tan importantes como las cargas de servicio tanto en el diseño preliminar como en el definitivo.

I. Análisis Metodológico

Los procedimientos para estimar las cargas de sismo en los puentes atirantados pueden estar divididos en dos principales categorías:

1. La pseudo-dinámica o aproximación estática la cual puede ser usada como un análisis preliminar para estimar de una manera aproximada el orden de magnitud de esfuerzos y desplazamientos inducidos por fuerzas sísmicas. Esta aproximación puede estar dividida en los siguientes métodos simplificados.

A) El método sísmico estático-equivalente, el cual es conocido como el método del coeficiente sísmico.

B) El efecto estático de los apoyos o movimientos para acomodar los movimientos sin sincronía de las bases de los puentes.

C) El método dinámico espectral paso a paso, el cual se utiliza para obtener los modos de vibrar de la estructura.

D) El concepto de la repuesta del espectro aplicado a cada una de las tres direcciones ortogonales separada y probabilísticamente combinado.

2. El análisis dinámico es un refinamiento del análisis pseudo-dinámico es la aproximación más elaborada y realista. El análisis puede incorporar las tres dimensiones, la no-linealidad, apoyos múltiples en un sismo, interacción suelo-estructura, dispositivos para incrementar el amortiguamiento y la propagación de ondas de un apoyo a otro; tal aproximación es necesaria y proporciona una manera más real para calcular la respuesta sísmica de un puente.

II. Aporte de apoyos múltiples en sismo

Los movimientos sísmicos en las tres direcciones ortogonales de un puente de gran claro pueden ser transmitidos por la superestructura a través de los dos pilones y los dos contrafuertes o pilas de anclaje.

En general, la correlación del movimiento en los puntos de apoyo es extremadamente complicado, particularmente en el caso de puentes de gran claro, con diferentes condiciones de cimentación, sometidos a ondas sísmicas con diferentes ángulos de incidencia y diferentes caminos de propagación (reflexiones y refracciones). La excitación sísmica es el resultado de una combinación de más de un diseño de onda, cada una caracterizada por su movimiento particular y su propia velocidad aparente de propagación.

III. Movimientos del suelo

Los movimientos del suelo, siendo uniforme o no, deberá satisfacer el siguiente criterio:

1. Tres o más series de movimientos apropiados del suelo deberán ser usados; estos deberán contener por lo menos 20 segundos de un movimiento fuerte del suelo o tener un movimiento fuerte con una duración de 6 veces el período fundamental del puente, cualquiera es la correcta.

2. El espectro del suelo no deberá ser menos del 90 % del espectro de diseño sobre el área de los primeros cinco períodos de vibración del puente en la dirección considerada.

3.3.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICO

Las técnicas de análisis lineal o no lineal de sismo están bien establecidas, un breve perfil de las ecuaciones para el apoyo múltiple de análisis sísmico es presentada para asegurar un completo y detallado entendimiento en la interpretación de los resultados.

Las ecuaciones de movimiento de un puente (con N grados de libertad) cuando está sujeto a excitaciones sísmicas en los dos pilones y en las dos pilas, puede ser expresada en la siguiente matriz:

$$(1) \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sg} \\ M_{gs} & M_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sg} \\ C_{gs} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sg} \\ K_{gs} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

donde $[M_{ss}]$ es la matriz masa del puente; $[K_{ss}]$ es la matriz de rigidez del puente en el estado de carga muerta; $[C]$ es la matriz de amortiguamiento, y $\{u\}$ es el vector de desplazamiento total dinámico; el subíndice "g" designa los grados de libertad correspondientes a los puntos de aplicación y dirección de los movimientos del suelo, y el subíndice "s" corresponde a todos los demás grados estructurales de libertad del modelo del puente.

1. Solución lineal dinámica

Utilizando superposición modal la solución lineal general de la ecuación (1), en donde el desplazamiento nodal puede ser descompuesto en desplazamientos cuasi- (o seudo-) estáticos y desplazamientos relativos (o vibracional), se puede escribir como sigue:

$$\begin{aligned} \{u_s\} &= \sum_{i=1}^G \{g_{psi}\} f_i(t) + \sum_{n=1}^P \{\phi_n\} q_n(t) \\ \{u_g\} &= \sum_{i=1}^G \{g_{pgi}\} f_i(t) + \sum_{n=1}^P \{0\} q_n(t) \end{aligned} \quad (2)$$

donde g_{psi} es la función cuasi-estática que resulta del desplazamiento unitario en el grado de libertad i -th en un punto de apoyo; $f_i(t)$, $i = 1, 2, \dots$, G son la aportación de desplazamiento a los puntos de apoyo del puente en las tres direcciones ortogonales y g_{psi} es un vector $G \times 1$ de donde i -th es equivalente a la unidad, con todos sus otros elementos siendo cero.

2. Solución no lineal dinámica

La tendencia en el futuro del diseño de los puentes atirantados para grandes claros, hace del análisis no lineal algo inevitable. La no-linealidad de este tipo de puente de gran claro flexible es principalmente de tipo geométrico debido a las grandes deformaciones. La fuente de la no-linealidad son los tirantes, la fuerza axial del momento de volteo que actúa en las torres del puente y vigas y el cambio de la geometría de todo el puente debido a los grandes desplazamientos. La respuesta sísmica en un análisis no lineal puede ser conducida usando los procedimientos de integración paso a paso en donde se utiliza una tangente de rigidez de procedimiento repetitivo. La solución de la ecuación de movimiento (ecuación (1)) se puede obtener en dos diferentes formas: (1) el desplazamiento vibracional y cuasi-estático en cada paso; esto es solamente para examinar la dinámica o la inercia tanto como los efectos cinemáticos, y (2) el desplazamiento total.

3.3.2 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LA VIBRACIÓN LIBRE

Vibración en los tirantes

Las vibraciones, por lo regular no son tomadas en cuenta en el análisis, además de ser complejo, están asociadas con el tablero del puente y a los movimientos de la torre. Este efecto requiere demasiados elementos (tirantes) y no se puede predecir usando a solo un elemento (tirante). El efecto de estos modos en la participación de cualquier cálculo de respuesta sísmica es significativo. De esta manera, el orden para obtener una respuesta sísmica realista, la tercera dimensión con elementos múltiples (tirantes), debería de ser utilizado.

Condiciones de apoyo

Se pueden considerar cuatro tipos de combinaciones de apoyos diferentes. Es evidente que el permitir al tablero girar libremente en las torres agrega mas flexibilidad al comportamiento en general que proporcionando apoyos libres en el contrafuerte con una conexión en la torre. Un cambio significativo en propiedades dinámicas es también evidente donde el período fundamental se incrementa en un 35 %. Tal cambio puede ser esencial para amortiguar el efecto de las fuerzas del sismo y del viento ejercidas en la base de la torre y en las pilas.

3.3.3 CARACTERÍSTICAS DE RESPUESTA DE UN SISMO

Análisis tridimensional

La respuesta tridimensional en el comportamiento dinámico de los puentes atirantados no puede ser calculada en ningún análisis dinámico en dos dimensiones. Por lo tanto, la precisión de cualquier análisis en dos dimensiones es cuestionable, y se recomienda que siempre se trabaje el análisis tridimensional para obtener una respuesta representativa para cualquier carga dinámica.

Apoyos múltiples para el sismo

Los apoyos múltiples pueden tener un efecto significativo y debería de ser considerado en el análisis sísmico de tales estructuras. Este efecto es especialmente importante para los puentes atirantados más rígidos (por ejemplo, cuando el tablero es de concreto reforzado o pretensado o cuando se adopta el espaciado entre tirantes más corto).

Efectos de propagación de ondas sísmicas

Dependiendo de las propiedades dinámicas del suelo en los puntos de apoyo, así como del suelo de alrededor del que ocupa el puente, el efecto de propagación de ondas sísmicas, desde el punto de vista de pérdida de tiempo fase de diferencia, debería ser considerado en el análisis sísmico de estos puentes. La propagación de la onda sísmica es simulada tomando las tres componentes ortogonales como el aporte en el anclaje izquierdo del puente, y agregando el tiempo apropiado perdido al otro aporte basado en la distancia y velocidad de propagación.

Conexiones estructurales

La respuesta de los puentes atirantados para aplicar cargas depende de la manera en que el tablero del puente esta conectado a las torres. Si el tablero está girando libremente en las torres, las fuerzas sísmicas se mantendrán en valores mínimos, pero el puente puede ser muy flexible bajo cargas de servicio. Por otra parte, una conexión rígida entre el tablero y las torres resultará en movimientos mínimos bajo cargas de servicio pero atraerá fuerzas sísmicas mucho más fuertes durante un sismo. Por lo tanto, es extremadamente importante proporcionar dispositivos especiales en la conexión del tablero con la torre para absorber la energía sísmica y reducir la amplitud de respuesta.

Material y geometría de la no-linealidad

Aunque para los claros efectivos (arriba de los 1,400 pies o 430 m) el análisis lineal es adecuado, el análisis estático no lineal bajo carga muerta es esencial. Para la tendencia actual y futura de claros efectivos (arriba de los 2,000 pies o 600 m), el análisis dinámico no lineal así como la utilización de dispositivos de amortiguamiento son necesarios al analizar la respuesta de un puente sujeto a fuertes movimientos sísmicos.

Alternativas de diseño: Concreto y Acero

Un estudio comparativo entre el diseño de concreto (con conexiones rígidas entre el tablero y las torres), muestran que éste es más pesado y más rígido que el de acero (con el tablero girando libremente en las torres) el cual es más ligero y más dúctil o más susceptible a grandes desplazamientos.

Control estructural

El control estructural básicamente comprende la regulación de características estructurales pertinentes para asegurar que la respuesta de la estructura llegue a ser aconsejable bajo cargas aplicadas. Resulta en disipación de la energía desde la aportación de energía a la estructura a través de mecanismos externos; el control de la fuerza puede ser ejercido por mecanismos de control pasivo y/o activo. Los dispositivos de control pasivo, los cuales operan sin el uso de cualquier suplemento de energía externo, son mecanismos disipadores de energía activados por los movimientos de la estructura. Los dispositivos de control activo operan usando un suplemento de energía externo (tales como los accionadores hidráulicos) para contrarrestar el efecto de cargas aplicadas proporcionando una reducción predecible en la respuesta. Las ventajas de un mecanismo activo para el control de puentes flexibles de grandes claros pueden ser mayores que las desventajas económicas, incluyendo el costo del suplemento de poder hidráulico, el control por computadoras (con algoritmos para determinar las fuerzas de control) y el mantenimiento pertinente y continuo monitoreo de la respuesta estructural.

3.4 EFECTO DEL VIENTO EN ESTRUCTURAS ATIRANTADAS.

3.4.1 CAPAS LÍMITE DE VIENTO EN LA SUPERFICIE DE LA TIERRA.

Los vientos en el planeta son frenados cerca de la superficie de la tierra por la resistencia al flujo debida a la rugosidad del terreno y a la fricción asociada a la viscosidad del aire. Como resultado de esta acción cortante, la velocidad varía de cero en la superficie hasta el "gradiente del viento" a 300 o 600 m sobre la superficie. La variación que resulta de la velocidad del viento, V , con la altura, z , se describe a continuación:

$$V(z) / V(z_0) = (z / z_0)^\alpha \quad (3.4.1)$$

donde el exponente α está en el rango de 0.15 a 0.5, teniendo el valor más alto en terrenos rugosos. z_0 es la altura de análisis. **Figura 3.4.1.1**

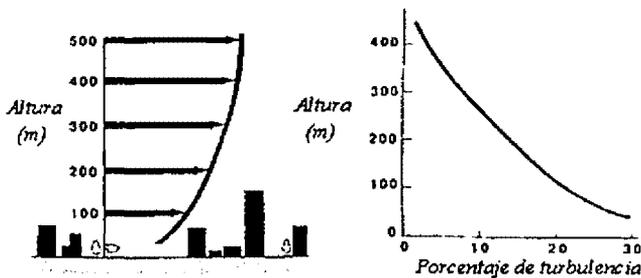


Fig. 3.4.1.1 Variación de la velocidad del viento respecto a la altura (margen derecha), y variación de la intensidad de la turbulencia respecto a la altura (margen izquierda).

En la altura del gradiente del viento la intensidad de la turbulencia es casi cero pero se incrementa cerca de la superficie y la componente longitudinal de la turbulencia puede ser de 30 a 40 % de la velocidad local del viento, dependiendo del terreno.

La turbulencia del viento se caracteriza por una distribución variable del tamaño físico de las perturbaciones. En la dirección longitudinal su tamaño puede variar de casi cero a cientos de metros de longitud. Las dimensiones de las perturbaciones en la dirección lateral son menores.

3.4.2 CARGAS DE VIENTO ESTÁTICAS.

Mientras es el fenómeno dinámico el que causa las dramáticas oscilaciones de los tableros, las cargas de viento estáticas constituyen un elemento importante en la carga total del puente. La acción del viento en el tablero, las torres y los tirantes contribuyen a la carga estática.

La práctica aeronáutica, ha sido la base para el diseño aerodinámico de puentes atirantados. En la figura 3.4.2.1, para un tablero del puente, existe una fuerza de arrastre "D" que actúa en la dirección del viento, una fuerza ascendente "L", normal a la dirección del viento y un momento "M". Se considera que la dirección del viento tiene un ángulo de ataque "α" con respecto a la longitudinal.

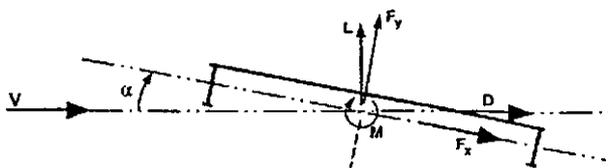


Fig. 3.4.2.1

Las cargas vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

$$D = \frac{1}{2} \rho v^2 B C_D$$

$$L = \frac{1}{2} \rho v^2 B C_L$$

$$M = \frac{1}{2} \rho v^2 B^2 C_M$$

donde:

ρ = densidad del aire

v = velocidad media del viento

B = ancho de la sección transversal

C_D, C_L, C_M = coeficientes adimensionales de presión obtenidos experimentalmente.

3.4.3 RESPUESTA DINÁMICA.

Los fenómenos que deben ser considerados en el diseño de los puentes son: *Excitación a partir de la formación de vórtices, alternante divergencia torsional, galopeo, inestabilidad por aleteo y el efecto de la turbulencia ambiental del viento. Otros fenómenos de inestabilidad se asocian al movimiento de los tirantes por la acción conjunta del viento y la lluvia.*

Excitación a partir de la liberación de vórtices

Cuando el viento actúa a través de una estructura esbelta con una forma rectangular o cilíndrica, una extensa estela se forma la cual consiste de un gran sistema de vórtices espaciados como se muestran en la **figura 3.4.3.1**. Los vórtices alternados a cada lado de la estela con un alto grado de periodicidad. La velocidad del viento, V , la frecuencia de la formación del vórtice en un lado de la estela, f_s , y el ancho del cilindro, B , expresado usando unidades constantes, se conoce como el número Strouhal.

$$S = f_s B / V$$



Fig. 3.4.3.1 Estela de vórtices detrás de un cilindro circular

El movimiento causado por los vórtices solamente ocurre en un estrecho rango de velocidades del viento. Las velocidades críticas del viento para los puentes atirantados se encuentran de los 25 a 50 km/h. En algunos casos, ciertos movimientos se deben de aceptar; los límites recomendados de aceleración en la orilla del tablero son del 2 % de la aceleración de la gravedad, g , para niveles de velocidades del viento en el tablero por debajo de los 50 km/h y 5 % de "g" para velocidades del viento de 50 km/h a 110 km/h. Estos límites están basados para la comodidad de los usuarios del puente. Arriba de los 110 km/h los efectos en el usuario no son de importancia

y sólo daños estructurales por inestabilidad aerodinámica son necesarios de considerar.

Tirantes

La excitación de los vórtices de cilindros circulares es sensible al parámetro de masa-amortiguamiento, $\zeta m / \rho B^2$, donde m es la masa por unidad de longitud y ζ es la proporción del amortiguamiento. El uso de abrazaderas en los anclajes reducirán los esfuerzos y daños preocupantes.
Fig. 3.4.3.2

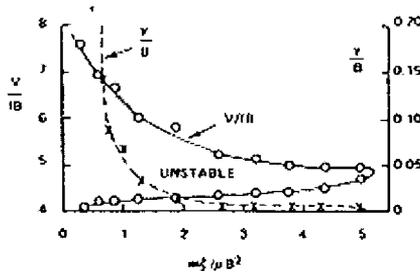


Fig. 3.4.3.2 Respuesta de los vórtices de un cilindro circular liso

Para cilindros circulares los valores del número de Strouhal, S , y el coeficiente de arrastre, C_D no son constantes pero son dependientes de un parámetro similar aerodinámico llamado número de Reynolds, $Re = VB / \nu$ donde " ν " es la viscosidad cinemática del aire.

3.4.4 DIVERGENCIA TORSIONAL Y ALETEO.

Estos dos términos son constantemente intercambiables. Esto causa una cierta confusión en la discusión de los problemas de vibración del puente como son dos fenómenos aeroelásticos. La divergencia torsional es sólo un grado de libertad mientras el aleteo es un movimiento asociado a la torsión y volteo vertical. Con la divergencia torsional el centro de rotación no necesariamente coincide con el centro geométrico de la sección y en los experimentos de un modelo de túnel de viento es localizado a un cuarto de la orilla del tablero. En este caso hay movimiento vertical en el centro de

gravedad de la sección pero con movimiento torsional. Por otra parte con la presencia de la vibración hay una diferencia entre el movimiento torsional y el de volteo que es la inestabilidad.

Los altos valores de frecuencia natural son útiles y, para los puentes atirantados, la forma de la torre en "A" es preferida algunas veces a la torre en forma de "H" porque proporciona un valor más alto de rigidez torsional.

En general el efecto de turbulencia del viento incrementa la velocidad o elimina la inestabilidad. La intensidad de turbulencia del viento depende de la naturaleza del terreno, lo agreste del terreno y lo más importante será la intensidad de la turbulencia y el alivio de estas inestabilidades.

Es importante que las velocidades críticas del viento para la divergencia torsional y el aleteo deban ser determinadas por una prueba de túnel de viento. No es común observar inestabilidades en el túnel de viento y si esto ocurre en velocidades del viento más pequeñas que la velocidad de diseño se deberá de tomar una acción correctiva. Esto modificaría la geometría.

3.4.5 GALOPEO.

El galopeo es una inestabilidad de un sólo grado de libertad que causa un gran movimiento de amplitud en un plano transversal del viento. Investigaciones recientes de este fenómeno surgieron de la necesidad de solucionar el problema de oscilaciones destructivas del galopeo causadas por un delgado dispositivo de hielo que cambia la forma de la sección transversal. Den Hartog desarrolló un criterio de inestabilidad el cual plantea que hay una fuerza desestabilizadora aerodinámica cuando:

$$\partial C_L / C_D < 0$$

Se ha observado que los cilindros rectangulares con una relación ancho-profundidad con una proporción menor de cuatro es propenso al galopeo. Con la posible excepción de puentes peatonales, los tableros no son susceptibles al galopeo debido a su esbeltez. Sin embargo es importante

considerar esta forma de excitación en el diseño de las torres especialmente durante su construcción antes que se instalen los tirantes y el tablero.

3.4.6 ACCIÓN DE LA TURBULENCIA DEL VIENTO.

La turbulencia en el viento es conocida en los puentes como fluctuaciones de velocidades del viento con respecto al tiempo. Esto provoca que el viento varíe a lo largo del claro del puente. En altas velocidades del viento el efecto en el tablero es de consideración vital para el diseño de los puentes atirantados. La magnitud de respuesta del puente depende de la velocidad del viento, las propiedades de la turbulencia, la forma del tablero, y las frecuencias naturales del puente. Los efectos de turbulencia en el comportamiento del puente depende de la escala física de la relativa turbulencia al tamaño del puente, la intensidad y el espectro de frecuencia de la energía del viento.

3.4.7 CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE LOS EFECTOS DEL VIENTO EN LOS PUENTES ATIRANTADOS.

DISEÑO ESTRUCTURAL Y FRECUENCIA NATURAL.

Para conocer la posibilidad de un diseño práctico de un puente atirantado con un largo claro y los problemas que se deben de considerar e investigar en el diseño, se ha estudiado un diseño estructural en particular de un puente atirantado con un claro central de 1,000 m. El uso del acero para construir puentes atirantados es designado para hacer una discusión más generalizada de los temas y características asociados con claros de gran longitud, aunque el concreto pretensado o estructuras compuestas se puedan también comparar. El estudio es solamente para una superestructura.

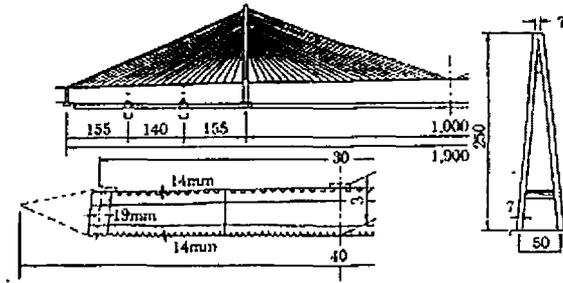


Fig. 3.4.7.1 Plan general de un ensayo de diseño (unidades: m)

Principalmente las propiedades estructurales y las condiciones de diseño son como se citan a continuación:

- * claro central: 1,000 m (1.5 % parabólico); claro lateral: 450 m (3 % lineal)
- * tablero: cajón de acero superficial con 3 m de altura en el centro y 30 m de ancho para la estructura principal de 6 carriles arriba y abajo, cubiertos por sistemas aerodinámicos colocados al final para evitar los vórtices y de esta manera tener 40 m de ancho en total.
- * tirantes: doble plano, conectados en ambas orillas del tablero, con 24 pasos simétricos en el pilón de 250 m de altura.
- * apoyo del tablero: libre longitudinalmente, elástico lateralmente y rígido verticalmente, con conexiones en el pilón. Fig. 3.4.7.2

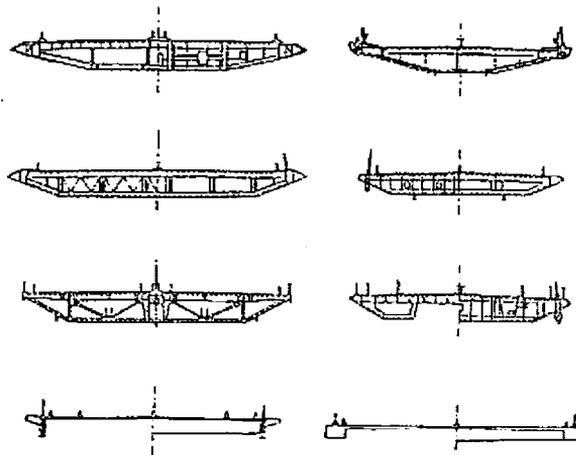


Fig. 3.4.7.2 Secciones típicas de tableros para puentes atirantados con grandes claros

En el diseño la sección transversal de un puente de gran claro bajo determinadas cargas, el espesor de 10 a 12 mm del acero en una caja superficial, dada por el requerimiento del espesor mínimo del metal, es suficientemente buena para el centro del claro. El diseño del tirante está dado por cargas ordinarias (D + L) en donde PWS (7 mm de diámetro de cable) con esfuerzos permisibles de 64 kg/mm² que puede resistir. El decremento del módulo de Young debido al efecto de decaimiento es menor al 20 % aún para los tirantes más largos del lado del claro con pilas auxiliares, donde el esfuerzo no es tan grande.

Se puede observar que un diseño común para el puente atirantado de 1,000 m de claro se puede hacer bajo cargas prescritas las cuales se aplican de una forma similar a puentes con claros medianos. En el caso de claros muy grandes, la elevación de la torsión de todo el puente así como de sus inestabilidades aerodinámicas pueden causar muchos problemas.

3.4.8 INESTABILIDAD ASOCIADA A LA VIBRACIÓN.

La estabilidad aerodinámica de un puente de gran claro es investigada en los túneles de viento. En la etapa inicial del diseño, el cálculo de la velocidad crítica del viento de una vibración vertical volteo-torsión asociada, se supone como un plano horizontal usado como un dato para encontrar el grado de inestabilidad. Usando un modelo en tres dimensiones de un puente bajo fuerzas aerodinámicas del plano horizontal, se puede observar que la fuerte estructura toma la forma de una vibración volteo-torsión asociada. La razón del complicado comportamiento es que la asociación en forma natural existe con un incremento de la longitud del claro, especialmente entre el volteo lateral y la torsión, ambos con efectos adicionales de volteo vertical bajo carga lateral del viento.

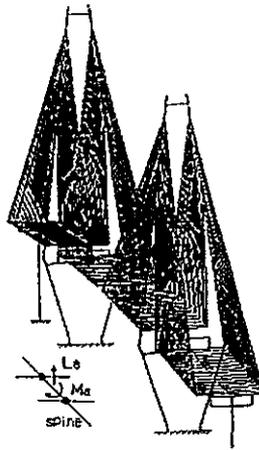


Fig. 3.4.8.1 Modelo en tres dimensiones (3-D) asociado al análisis de la vibración

La ecuación de movimiento está dada por:

$$\mathbf{Mu} + \mathbf{Cu} + \mathbf{Ku} = \mathbf{F}_a\mathbf{u} + \mathbf{F}_v\mathbf{u} + \mathbf{F}_d\mathbf{u} \quad (3.4.8)$$

donde los términos del lado izquierdo son la inercia, amortiguamiento y fuerzas elásticas de un sistema con múltiples grados de libertad y las matrices \mathbf{F}_a , \mathbf{F}_v , y \mathbf{F}_d del lado derecho son los coeficientes aerodinámicos de los componentes de las fuerzas de aceleración, velocidad y desplazamiento con un vector de movimiento "u" respectivamente.

La forma natural del volteo lateral asociado a la torsión nunca se ha tomado en consideración hasta el punto de tener que verificar la estabilidad aerodinámica, pero es importante tomarlo en cuenta.

Para verificar la vibración asociada para tal forma con un dispositivo fuerte entre cada componente de movimiento, puede ser necesario hacer una prueba en el túnel de viento para simular modelos de puentes aeroelásticos, o hacer un análisis para usar fuerzas aerodinámicas medidas en la prueba.

3.4.9 INESTABILIDAD POR TORSIÓN.

Una de las características estructurales de los puentes atirantados de gran claro es la acción de la compresión axial del tablero, lo cual aumenta la importancia de verificar la estabilidad por torsión de todo el puente después de terminado así como durante su construcción.

El factor de carga por torsión de 4 después de la terminación del puente, no es alto ni seguro, por lo que las investigaciones más precisas de resistencia por torsión serán requeridas. Algunos de esos problemas son: 1) aproximaciones analíticas: para observar el volteo y la torsión y otras formas así como su combinación, tomando en cuenta la geometría así como el material no lineal, y 2) cargas simples y combinadas: no sólo para verificar la resistencia y seguridad de toda la estructura sino para observar el actual comportamiento por torsión para estimar nuevamente las cargas y su respectiva combinación. Aunque el análisis por torsión sea comúnmente hecho bajo una combinación de cargas vivas y muertas, un efecto adicional de cargas por viento no ha sido tomado en consideración en puentes atirantados de gran claro.

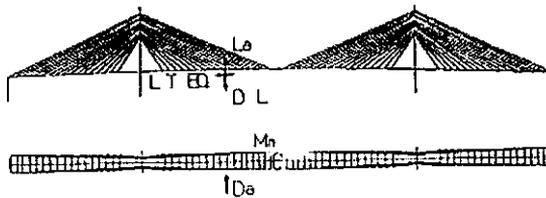


Fig. 3.4.9.1 Posible combinación de cargas actuantes en el problema de inestabilidad de todo el puente (D_a , L_a , M_a : componentes de la acción del viento)

3.4.10 VIBRACIONES PROVOCADAS POR EL VIENTO EN LOS TIRANTES.

Los tirantes juegan un papel muy importante en la estructura como el miembro principal, los cuales permiten a los puentes atirantados lograr las características estructurales y mostrar la excelente apariencia. Pero tiene algunos puntos débiles tales como características de amortiguamiento pobre contra la vibración.

Cuando la longitud del claro de los puentes atirantados era relativamente corta, los vórtices eran sólo un fenómeno designado como un ejemplo de vibración inestable aerodinámica. Desde entonces, la longitud del claro del puente llegó a ser cada vez más grande y diferentes tipos de tirantes fueron gradualmente adoptados al puente, y consecuentemente la aparición de diferentes tipos de fenómenos de vibración. Cuando la vibración ocurre en el tirante, lo guía a problemas de fatiga en los puntos de anclaje de los tirantes y el daño de los tubos. Y el inconveniente funcional causado por la vibración de la torre y el tablero, los cuales se excitan por la vibración del tirante se debe también de anticipar.

A parte no solamente los vórtices sino también los dos tipos de vibración dan lugar a la vibración inestable aerodinámica, los cuales son el amortiguamiento de tirantes extendidos paralelamente y el otro es la acción del viento-lluvia (vibración por lluvia).

CAPÍTULO 4

APLICACIONES PRÁCTICAS DE UN PUENTE EN MÉXICO

OBJETIVO: *Establecer en forma práctica los procedimientos constructivos en la realización de un proyecto real de un puente atirantado específico.*

PUENTE MEZCALA

4.1 INTRODUCCIÓN

Como se sabe las grandes obras de ingeniería requieren procedimientos complejos de diseño y construcción. En esta tesis se ejemplifica un gran proyecto realizado en México: el "Puente Mezcala".

Se refiere en forma especial a este puente debido a su gran importancia como medio de comunicación entre la ciudad de México y el puerto de Acapulco, ya que conecta ambas ciudades por una nueva carretera realizada por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes llamada "Autopista del Sol".

Este puente de grandes dimensiones tiene un peculiar método constructivo que consiste en la colocación de dovelas por izaje y por empuje. Estos procedimientos especiales contribuyeron al análisis de este puente.

En el presente capítulo, se darán a conocer los aspectos más relevantes del proceso constructivo del puente iniciando por los antecedentes del proyecto, incluyéndose las diferentes alternativas de solución para la definitiva colocación del puente así como la explicación de la actual posición del puente.

Posteriormente se continuará la explicación de lo que fue el proyecto definitivo, se explicará el tipo de cimentación, subestructura y superestructura, dimensiones y geometría general.

En lo que se refiere a obras suplementarias o auxiliares se ejemplifican las obras de acceso necesarias para comunicar eficientemente la obra, como fue el acceso Xalitla-San Francisco Ozomatlán, estableciendo sus ventajas y desventajas, el puente Pontones, los campamentos para los trabajadores y las diferentes plantas necesarias durante el período de construcción como es la planta trituradora, de concreto y la planta potabilizadora todas estas obras necesarias para la correcta construcción y servicios para la comodidad de los trabajadores. El último tema que se estudiará es en sí el proceso constructivo del puente "Mezcala", parte fundamental la tesis.

4.2 ANTECEDENTES DEL PROYECTO

Durante las últimas décadas, el puerto de Acapulco ha experimentado un creciente desarrollo turístico limitado por la falta de una vía de comunicación que proporcione al usuario la seguridad y rapidez necesarias para satisfacer la demanda de transporte de una ciudad como México, D.F. La Secretaría de Comunicaciones y Transportes realizó el proyecto de una autopista de 4 carriles con pendientes ligeras y recta casi en su totalidad, que hace que el recorrido desde la ciudad de México hasta Acapulco tenga una duración aproximada de 3.5 horas.

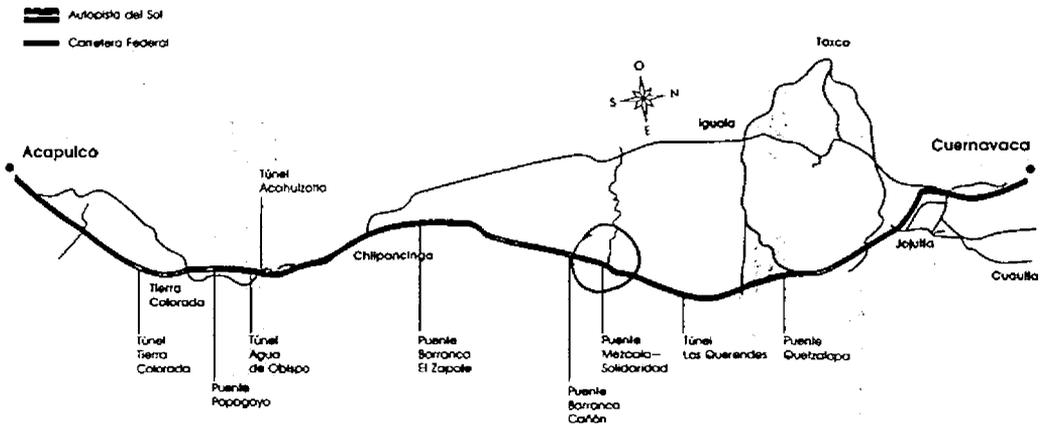


FOTO 4.2.1 Trazos de la carretera Federal y de la nueva Autopista del Sol.

Dicho proyecto presentó en su elaboración un problema de magnitud singular, que consiste en dos situaciones fundamentales:

- 1.- *Salvar el cruce del río Balsas y,*
- 2.- *Librar la altura del N.A.M.E. ocasionado por el embalse de la presa "San Juan Tetelcingo", cuya construcción futura es probable debido a las crecientes necesidades de infraestructura del estado de Guerrero.*

Como resultado de estudiar varias alternativas de cruce sobre el río Mezcala, en la región del Alto Balsas, fue determinada la ubicación del puente en el sitio donde actualmente se encuentra, cuyas dimensiones son colosales debido a la accidentada topografía de la zona, a las altas especificaciones del trazo y además provee el equilibrio económico asociando las dimensiones, la longitud del camino y el tiempo de recorrido. De todos los estudios realizados quedaron finalmente cinco alternativas:

- a) *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/h de la autopista.*
- b) *Un puente de 380 m de longitud, con una altura de 77 m y un desarrollo total de 5,300 m pero con una velocidad de proyecto de 60 km/h.*
- c) *Un puente de 350 m, con una altura de 60 m, un desarrollo de 5,400 m y una velocidad de 70 km/h.*
- d) *Un puente de 225 m de longitud, 25 m de altura, un desarrollo de 7,750 m y una velocidad de proyecto de 80 km/h.*
- e) *Un puente de 175 m, con una altura de 15 m, un desarrollo total de 7,600 m y una velocidad de proyecto de 60 km/h.*

ALTERNATIVAS

Concepto	Unidad	1ª.	2a.	3ª.	4a.	5a.
Longitud Total	m.	2,250	5,300	5,400	7,750	7,600
Longitud Puente	m.	882	380	350	225	175
Altura Puente	m.	166	77	60	25	15
Velocidad de Proyecto	Km/h.	110	60	70	80	60
Pendiente Máxima	%	6	6	6	6	6

Concepto	Unidad	1ª.	2ª.	3ª.	4ª.	5ª.
	o	98	701	820	780	1,209
Coefficiente de Sinuosidad	o/km	44	132	152	101	159
Costos de Operación para el primer año	s=10	3,090	9,540	9,720	11,667	13,680

Después de analizar las diferentes alternativas de cruce del río, se decidió optar por la primera de ellas, ya que además de ser la más económica, presentaba las mejores características para una autopista de alta especificación. **FIGURA 1.1. ANEXO 1**

Hecho esto, se presentó el proyecto para su ejecución mismo que fue sufriendo un gran número de modificaciones, debido a las fallas geológicas existentes, al encuentro de dos grandes formaciones denominadas como "Formación Balsas" y "Formación Mezcala", y a la necesidad de desplantarse sobre la roca firme por el alto riesgo sísmico de la región. Esa fue la razón por la que en un principio el puente contaba con doce apoyos y finalmente quedó con únicamente siete.

Cabe mencionar que la última modificación que se hizo, fue la de recorrer la pila 2 aproximadamente 12 m. ya que se encontraron dos fracturas principales con aberturas del orden de 0.20 m hasta 1.10 m.

4.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO DEFINITIVO

El puente Mezcala se localiza a la altura del km 150 + 159 de la autopista Cuernavaca - Acapulco, con origen en el puerto de Acapulco, a una distancia aproximada de 42 km aguas arriba del cruce actual del río con la carretera federal del mismo destino. Las características generales son las siguientes:

Tiene una longitud de 882 m siendo la mayor parte en 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 7. El ancho de la calzada es de 18.70 m, mismo que permite la circulación en cuatro carriles, dos en cada sentido.

El puente Mezcala es una estructura atirantada sostenida por dos estribos y cinco pilas, todas de concreto armado. De estas cinco pilas tres son principales y dos secundarias, siendo las primeras las que soportan los claros centrales por medio de tirantes que forman tres arpas y las pilas secundarias las que trabajan sólo como puntales. FOTO 4.3.1

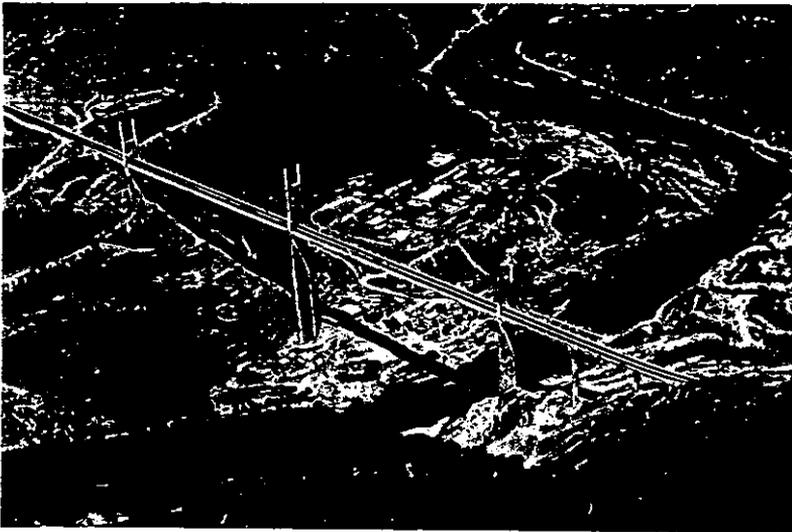


FOTO 4.3.1 Puente Mezcala.

Las pilas principales son huecas de sección variable y tienen sus dos pilones, siendo estos del tipo H, que es donde quedan anclados los tirantes, mientras que las secundarias son huecas pero de sección constante. En cuanto a las pilas 2, 3 y 4, y las pilas secundarias, pilas 5 y 6, la pila 3 es la de mayor altura que se haya construido en México con una altura total de 242 m, y la que tiene un mayor número de tirantes con 14 por lado. Los tirantes están formados por torones de 15 mm de diámetro y tienen longitudes que varían desde los 30 m hasta los 205 m. En cuanto a los seis claros con que cuenta el puente, el claro más grande es el 2-3 con 311.44 m, después le sigue el 3-4 con 299.46 m, y enseguida están cuatro claros más cortos que van desde los 83.84 m hasta los 39.44 m.

CLAROS

Claros	Longitud (m)
1-2	79.86
2-3	311.44
3-4	299.46
4-5	83.84
5-6	67.87
6-7	39.44

APOYOS

Apoyo	Altura nivel (m)	Altura pilón (m)	Número de tirantes
1	En cajón	--	--
2	59.29	57.85	44
3	165.30	76.50	56
4	114.13	52.40	40
5	84.87	--	--
6	44.44	--	--
7	17.34	--	--

Cabe mencionar que debido al alto riesgo sísmico que se tiene en esta zona, fue necesario el relleno de todas las excavaciones hasta el nivel del terreno natural.

CIMENTACION

Estribo 1

Se localiza en el cadenamamiento 150 + 540.74. Su cimentación está formada por una losa de 30 cm de espesor por 57 m de largo y 18.10 m de ancho. Se utilizó un concreto con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, con una compactación mínima de 0.8 y un revenimiento de 8 a 10 cm. El tamaño máximo del agregado fue de 2.5 cm y todo el acero utilizado tenía un $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$.

Posterior a esto se localizan dos traveses principales de 3.7 m de altura, 1.5 m de espesor y la misma longitud de la losa; llevan seis cables de pretensado de 19 torones de 15 mm de diámetro en sentido longitudinal. Estas traveses están ancladas al terreno ya que en ellas se anclan los tirantes 7,8,9,10 y 11 de la pila No. 2.

Después, se ubica un relleno de 3.7 m de altura compactado al 90 % de la prueba "Proctor Standar" y sobre este, una losa de transición que tendrá la pendiente del 6 % en su sentido longitudinal.

Pila 2

Se localiza en el cadenamamiento 150 + 620.6. La cimentación 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 8.6 m a 21 X 5.6 m, formando así un escarpio de 3 m de altura. El nivel de desplante de la zapata es el 620.00 y para su construcción se necesitaron 46,287 kg de acero de refuerzo con un $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ y 1,426 m³ de concreto con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Pila 3

Está ubicada en el cadenamiento 150 + 932.04. La cimentación es a base de una zapata con 3 parrillas de acero principales en los niveles 495.3, 498.3 y 501.3. Sus dimensiones son de 29 X 19 m hasta el nivel 498.3 donde la sección cambia a 25 X 15 m y en los siguientes 3 m varía a 21 X 11 m. La cantidad utilizada de acero de refuerzo con un $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ fue de 104,831 kg mientras que el volumen de concreto fue de 2,160 m^3 con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Pila 4

Se localiza en el cadenamiento 151 + 231.5. Tiene una zapata de cimentación de 6 m de profundidad. Sus dimensiones en los primeros 3 m son de 27 X 14 m, para los siguientes 3 m comienza con 24 X 11 m para terminar con 21 X 8 m. El nivel de desplante de la cimentación es el 528.5 y se utilizaron para su construcción 50,860 kg de acero de refuerzo con un $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ y 1,783 m^3 de concreto con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Pila 5

Se localiza en el cadenamiento 151 + 315.34 y tiene su nivel de desplante en el 552.9. Su cimentación es una zapata de 6.5 X 8.5 X 2.5 m. Se utilizaron para su construcción 12,343 kg de acero de refuerzo con un $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ y 138 m^3 de concreto con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Pila 6

Se localiza en el cadenamiento 151 + 383.21. Su cimentación se compone por medio de una zapata de 5.5 X 8.5 X 2.5 m, siendo su nivel de desplante el 590.5. Para su construcción se usaron 12,535 kg de acero con un $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ y 117 m^3 de concreto con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Estribo 7

Se ubica en el cadenamiento 151 + 422.65. Su cimentación se constituye a base de 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 son el 615.79 aguas arriba y el 622.5 aguas abajo. La separación entre dichos contrafuertes es de 18.10 m.

Sobre estos contrafuertes se ubica una trabe de 1.60 X 1.0 m con pendiente del 8.01 % que soportará una losa de 23.5 X 3.5 X 0.40 m que servirá como apoyo para la última dovela del puente.

SUBESTRUCTURA

Pila 2

Tiene una altura total de 117.14 m, de los cuales 59.29 m se localizan hasta el nivel del cabezal mas 57.85 m de altura del pilón.

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 varía de 5.6 a 3.5 m en el nivel 664.29. El espesor de las paredes es de 35 cm y cuenta con un diafragma o pared a la mitad de la pila en sentido transversal a su eje mayor, con un espesor de 25 cm. El concreto utilizado para esta sección de la pila posee un $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y compacidad no menor a 8, con revenimiento de 6 a 8 cm y tamaño máximo del agregado grueso de 3/4 ".

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. La transición, al igual que la de las pilas 3 y 4, es una sección presforzada, para la que se utilizaron 8 cables de presfuerzo de 12 torones de 15 mm de diámetro cada uno.

*Para llegar al nivel de calzada de la pila se utilizaron 203,608 kg de acero de refuerzo con un $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ y 1,198.70 m³ de concreto con un $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. **Figura II.1 ANEXO 1***

Pila 3

Tiene una altura total de 242 m de los cuales 169.18 m se ubican hasta el nivel del cabezal más 72.82 m de altura del pilón.

El cuerpo de la pila de tipo piramidal hueca comienza en el nivel 501.30 con una sección de 21 X 11 m y con un espesor de 45 cm en todos sus lados y 25 cm en el diafragma que divide la sección en dos partes simétricas.

La longitud del lado corto varía con un talud de 1:57.7 y en el nivel 561.3 el espesor de los cuatro 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 15 m de altura. Sobre la transición se construirá una losa de 60 cm. La transición es de concreto presforzado para lo que se utilizaron 10 cables de 12 torones de 15 mm de diámetro.

Las cantidades de materiales utilizados para la construcción de la pila hasta el nivel de calzada fue de 901,380 kg de acero de refuerzo con un $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ y $4,372 \text{ m}^3$ de concreto con un $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$. FIGURA II.2 ANEXO 1

Pila 4

Tiene una altura total de 166.53 m de los cuales 118 m se localizan hasta el nivel del cabezal más 48.53 m de altura del pilón.

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

En la construcción de la pila hasta el nivel de calzada se emplearon 393,794 kg de acero de refuerzo con un $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ y $2,315 \text{ m}^3$ de concreto con un $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$. FIGURA II.3 ANEXO 1

Pila 5

Tiene una altura total de 84.87 m. 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 utilizado tiene un $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Al nivel 633.40 comienza una sección denominada cabezal que, al igual que las transiciones, es de sección presforzada por 6 cables de 12 torones de 15 mm de diámetro cada uno. Este cabezal tiene una pendiente del 2.05 % en el sentido transversal, por lo que el nivel más alto aguas arriba es el 638.10 y el aguas abajo es el 637.68.

La cantidad de material que se utilizó fue de 168,827 kg de acero de refuerzo con un $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ y 627.5 m^3 de concreto con un $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. FIGURA II.4 ANEXO I

PILA 6

Esta pila es la más pequeña de todas y tiene una altura total de 45.26 m. La sección de esta pila es similar a la de la pila 5; sección rectangular hueca con espesores de 35 cm en toda su altura y dimensiones de 6 X 3 m.

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

En toda la pila se emplearon un total de 31,634 kg de acero de refuerzo con un $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ y 144.1 m^3 de concreto con un $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. El cabezal es una sección presforzada por doce cables de 12 torones de 15 mm de diámetro cada uno. FIGURA II.5 ANEXO I

SUPERESTRUCTURA

La superestructura del puente está formada por 72 dovelas de 12 m de longitud, una de 10 m, una de 7 m, una de 3 m, y cuatro traveses de cierre de 2.40 m. Estas dovelas están compuestas por dos traveses principales de alma llena de acero tipo A - 709 grado 50 y peralte de 2.60 m y por vigas puente a cada 4 m que sirven para unir las dos traveses principales. Estas vigas puente

tienen una longitud de 18.10 m, un peralte en el centro de 1.83 m y en los extremos de 1.67 m y son de acero tipo A - 36.

En el caso de las dovelas de 12 m, estas tienen dos trabes principales y tres vigas puente. Su peso promedio es de 35 ton. y la mayoría cuentan con dos tubos cañón que sirven para anclar los tirantes. **FIGURA II.6 ANEXO 1**

En cuanto al sistema de piso que se utilizó, está formado por canales mon - ten¹ que van entre las vigas puente y que se utilizaron como obra falsa ahogada en la losa. La losa es de concreto reforzado y el refuerzo está constituido por varillas de 5/8 " , 1/2 " y 1 " de diámetro. El espesor de la losa de concreto es de 20 cm en promedio y tiene un $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Como conectores de cortante entre la losa y las vigas de acero se utilizaron pernos Nelson² soldados a lo largo de todos los patines superiores de las dovelas.

Debido a las corrientes de viento que se presentan en la región, la superestructura cuenta con unos aeroestabilizadores en los claros 2-3 y 3-4 y con parapetos metálicos aerodinámicos que van en toda la barrera central y en algunos tramos del parapeto lateral ya que en cada pila se colocó un parapeto de concreto postensado por una longitud de 28 m (14 m a cada lado de la pila) y además de la pila 6 a la pila 7 este es de concreto postensado.

En cuanto a los pilones que van en las pilas 2,3 y 4, estos son iguales tanto aguas arriba como aguas abajo, son del tipo portal y cuentan con una escalera de caracol interna para tener acceso a la zona de anclaje de los tirantes.

En el caso de la pila 2, estos tienen una inclinación con respecto a la vertical de 4.56° hasta el nivel 709.29. En este nivel lleva un travesaño de 1.1 X 3.0 X 15.5 m de largo que está hecho de concreto postensado, lugar donde inicia la zona de anclaje de los tirantes hasta el nivel 737.14, donde terminan los pilones. Las cantidades totales utilizadas en la construcción de los pilones fueron 132,610 kg de acero de refuerzo con un $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ y 675.2 m^3 de concreto con un $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

Los pilones de la pila 4 son iguales a los de la pila 2: Hasta el nivel 674.13 tienen un talud de 1:12.4 y tienen en ese mismo nivel un travesaño de 1.1 X 3.0 X 15.5 m de largo. A partir de este nivel y hasta el 695.03, los pilones son completamente verticales, permitiendo el anclaje de los tirantes.

1 Lámina en forma acanalada sujeta por medio de pernos Nelson con la finalidad, en este caso, de ser la obra falsa ahogada para el colado de la losa del puente.

2 Pernos que se utilizaron para la colocación de los perfiles mon-ten.

La cantidad de material utilizado fue de 119,810 kg de acero de refuerzo con un $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ y 620.12 m^3 de concreto con un $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

En la pila 3, los pilones comienzan en el nivel 659.10. Desde este nivel hasta el nivel 690.06 tienen un talud de 1:6.16, mientras que en el 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.

En el nivel 692.10 y 716.1 se ubican dos travesaños iguales de $1.1 \times 3.0 \times 15.5 \text{ m}$ de largo con concreto postensado con una $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$, con revenimiento de 10 a 12 cm, y con un tamaño máximo de agregado grueso de 20 mm. La cantidad total de material utilizado en la construcción de los pilones fue de 188,552 kg de acero de refuerzo con un $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ y $1,066 \text{ m}^3$ de concreto con un $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

TIRANTES

El sistema de atirantamiento del puente, está formado por una serie de tirantes constituidos por torones de fabricación Belga. Dependiendo de la fuerza que debe llevar el tirante, es el número de torones que lo constituyen. En este caso, el tirante con menos torones tiene 19 y el de más tiene 31. En total tiene 140 tirantes, 40 en la pila 2, 56 en la pila 3 y 44 en la pila 4.

El torón que se utilizó es de material flexible y está constituido por siete hilos, seis de ellos perimetralmente distribuidos en forma helicoidal alrededor de un hilo central recto. Las principales características de estos torones son:

- * Diámetro 15.7 mm.*
- * Area nominal $150 \text{ mm}^2 + 26 \text{ mm}^2$ incluyendo capa de zinc.*
- * Carga mínima de ruptura 26,520 kgf (260 kN).*
- * Límite Elástico 22,542 kgf (221 kN).*
- * Resistencia a la fatiga en dos millones de ciclos 11,934 kgf (117 kN).*
- * Peso 1.30 kg/ml.*
- * Protegido con una capa de zinc uniforme .*

El tirante que se utilizó en este puente tiene numerosas ventajas, entre las que se podrían resumir las siguientes:

- * Alta resistencia a la fatiga en el anclaje y en todas las zonas de transición sometidas a flexiones alternadas.*
- * No presenta efecto de grupo, cada torón trabaja independientemente y es representativo de ensayos efectuados sobre un solo torón.*
- * Absoluta seguridad de anclaje; tanto en carga como en descarga.*
- * Ofrece excelente protección contra la corrosión.*
- * Transporte y colocación sencilla y económica.*
- * Permite oscultaciones de conservación sencillas y permanentes.*
- * Reparación en caso de daño accidental, parcial o completo, torón por torón.*
- * Está protegido por una vaina exterior (estable a los efectos de la luz).*

4.4 OBRAS AUXILIARES

ACCESO XALITLA - SAN FRANCISCO OZOMATLAN

Para tener acceso al sitio de construcción del puente, fue necesaria 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. FOTO 4.4.1



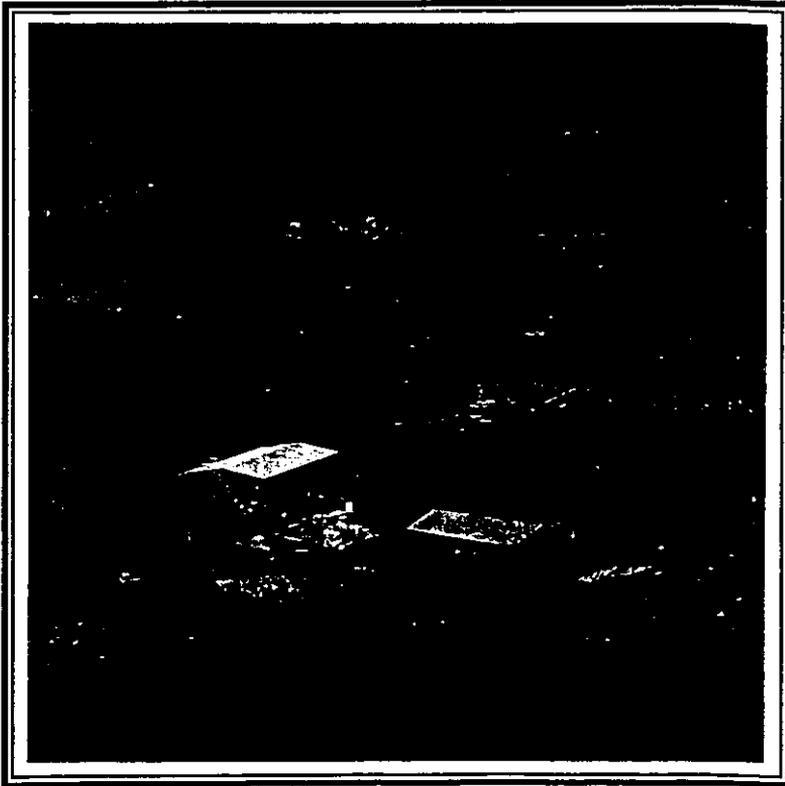
FOTO 4.4.1 Ampliación de camino de terracería (km 218 + 000)

El camino tiene como característica general una longitud total de 48 km cruzando en su desarrollo las poblaciones de San Juan Tetelzingo, San Agustín Oapan y San Miguel, con un ancho de calzada de 6 m.

Dicho camino fue pavimentado debido las peticiones presentadas por el consejo de Pueblos Nahuas de Alto Balsas, Guerrero (CPNAB).

PUENTE PONTONES

Este puente fue 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 traves metálicas articuladas para su oscilación con el cambio del nivel del río en las épocas de avenidas y durmientes con tablonas como superficie de rodamiento, siendo los claros máximos de 3.6 m. Este sirvió para darle continuidad al acceso de los vehículos que transportaban los materiales propios de la construcción a través del río Mezcala. El puente tiene una longitud de 120 m y se entregó a los pueblos Nahuas una vez terminada la obra. FOTO 4.4.2

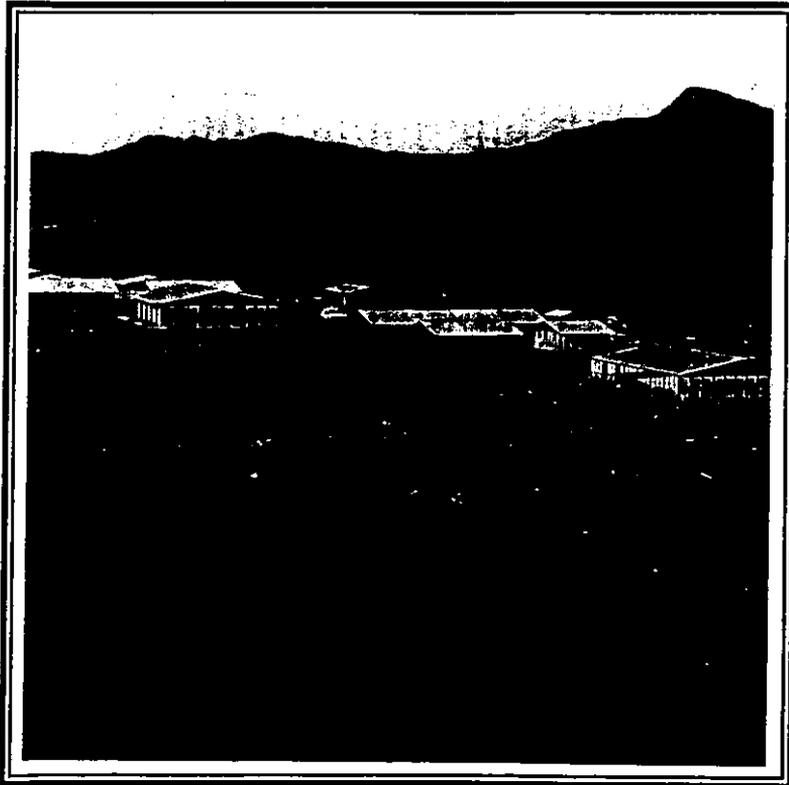


4.4.2 *Puente pontones*

CAMPAMENTOS

Debido a la magnitud de la obra y al tiempo que tomaba llegar y salir de la misma, hubo la necesidad de contar con instalaciones de campamentos y oficinas en el sitio, para lograr un mejor aprovechamiento de las jornadas de trabajo.

Los campamentos tenían una capacidad de alojar 1,500 personas. Además, contaban con tres módulos para oficinas, servicio médico, dos comedores en donde se llegaron a servir 4,200 comidas diarias, un salón de usos múltiples, un salón de esparcimiento para obreros, dos canchas de basket bol, una cancha de fútbol rápido, una aula de capacitación y el área de servicios. Estas instalaciones contaban con su propia planta de luz y planta potabilizadora. FOTO 4.4.3



4.4.3 Campamentos

PLANTA TRITURADORA

Esta planta se encargaba del suministro de agregados consistentes en grava de 1 1/2 " y 3/4 " y arena. Se localizaba aguas abajo del campamento de los obreros.

Su funcionamiento consistía en lo siguiente: el material se extraía de un depósito aluvial con una retroexcavadora que cargaba a los camiones, los cuales transportaban y descargaban el material en una tolva de admisión, en donde se encontraba un sistema de rieles que separaba el material que se empleaba del de desperdicio. Mediante una banda transportadora, se alimentaba una criba de tres pisos y se separaban los materiales que ya forman parte de la producción de los que necesitaban trituración. Para la obtención de arena se adicionaba agua al proceso y se clasificaba mediante un gusano lavador.

PLANTA DE CONCRETO

En esta planta se produjeron todos los concretos que se requirieron para la construcción de la obra.

*La manera de producción fue la siguiente: los agregados se alimentaban por medio de una banda transportadora que los repartía en tres tolvas contenidas en la planta unidas a una báscula para su dosificación tanto de agregados como de cemento. Ya clasificados y pesados pasaban al trompo por otra banda; es en este trompo donde se le suministraba agua con un cuenta litros en un tiempo de cinco minutos para finalmente vaciarlo en las ollas para su transporte a lo que sería su destino final. **FOTO 4.4.4***

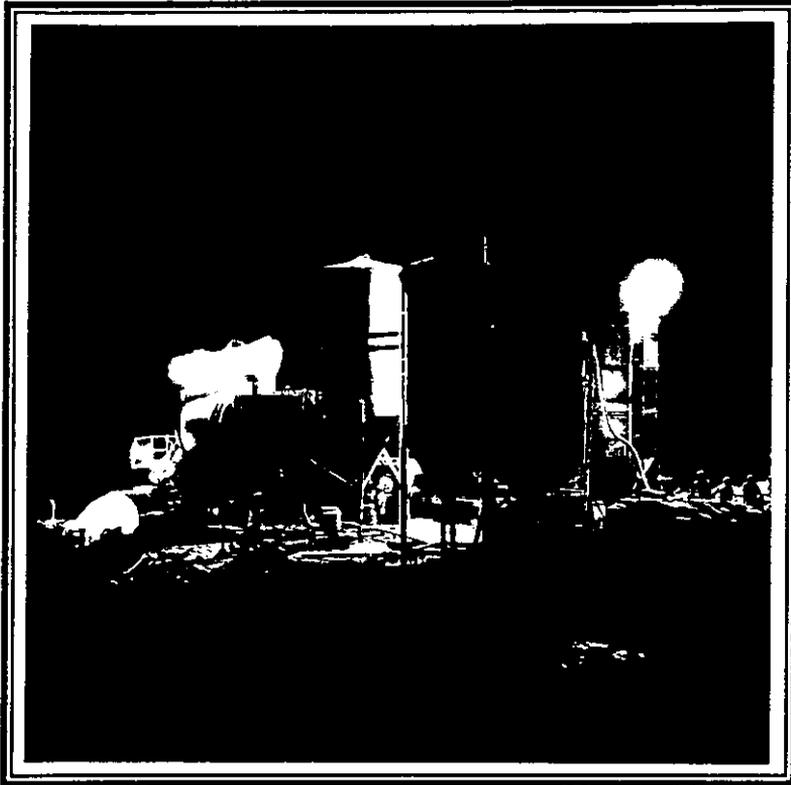


FOTO 4.4.4 Ejemplo de planta de concreto del "Puente Mezcala"

PLANTA POTABILIZADORA

Debido a las condiciones del sitio de construcción, fue necesario la instalación de una planta potabilizadora con la que se suministró el agua potable y el agua para servicios del campamento durante el periodo de construcción de la obra.

El sistema de captación fue el siguiente: primeramente el agua de río llegaba a un cárcamo, de donde se bombeaba a una cisterna donde se asentaban los sólidos; inmediatamente después se bombeaba al filtro que utilizaba: grava de 1/2", 3/4" y 1/4", arenas verdes de manganeso y antracita. Una vez filtrada, se bombeaba a una cisterna de donde, por gravedad, se suministraba a los baños de obreros y técnicos, así como para el lavado de ropa y riego de áreas verdes.

El agua potable tenía el mismo proceso que el anterior, pero su purificación se realizaba en la planta de "Osmosis Inversa" y se almacenaba en un tanque ubicado a un lado de la cisterna que surtía los servicios ya descritos.

4.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

CIMENTACION

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 profundas, 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 actividades consistió en seis actividades: desmonte, despalme, extracción de material, carga, acarreo y descarga de material, afinamiento de taludes y bombeo de achique.

***Desmonte y Despalme:** 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.*

***Extracción del material:** Esta se realizó con el procedimiento denominado a "cielo abierto", mediante el uso de explosivos del tipo Mexamon y Tovex con coeficientes de carga $C_c = 250 \text{ gr/m}^3$, previa barrenación con trak-drill en toda la profundidad de la plataforma, con banqueos de hasta 6 m y con perforadora de piso en el cajón de desplante, con longitudes de barrenación de 1.6 m. Los cortes que se realizaron fueron básicamente en basalto y lutitas, presentándose cortes de más de 50 m de profundidad. En total se excavaron aproximadamente 300,000 m³.*

FOTO 4.5.1

Carga, acarreo y descarga:** La carga del material se realizó con cargador frontal sobre neumáticos a camiones fletados que acarrearán el material a bancos de desperdicio. **FOTO 4.5.2



FOTO 4.5.1 Extracción del material a "cielo abierto".

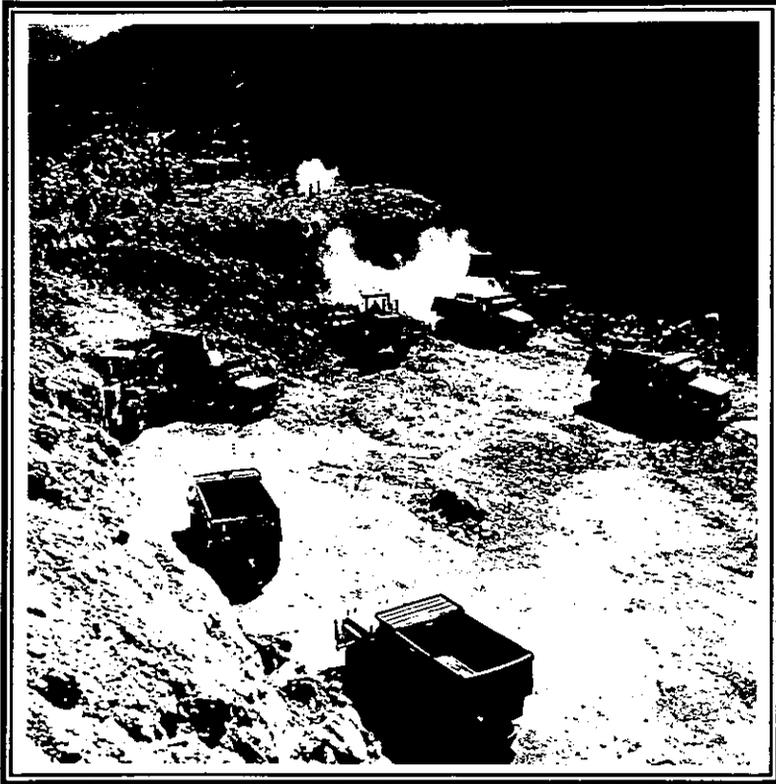


FOTO 4.5.2 Carga, acarreo y descarga del material

Bombeo de achique: *En el caso de la pila 3, que por sus dimensiones y su 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 m de diámetro, en el cual se colocó una bomba sumergible de 120 lts/seg :trabajando 16 hrs. efectivas al día, obteniendo con esto una zona de trabajo seca.*

SUBESTRUCTURA

Cuerpo de pilas

Las pilas 2,3 y 4 son del tipo piramidal huecas con espesores de 25 a 45 cm, mientras que las pilas secundarias, pilas 5 y 6 son huecas de sección constante con 35 cm de espesor. El concreto utilizado para las pilas fue de 350 kg/cm².

*Para la construcción de las pilas secundarias se realizaron colados con cimbra tradicional 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 1 m² y vibradores eléctricos. **FOTO 4.5.3***

Debido a la gran altura de las pilas 2, 3 y 4 y basándose en las estrictas condiciones de estabilidad y seguridad, se utilizó la cimbra autotrepante de procedencia norteamericana así como una grúa trepadora de 31 m de altura para darle agilidad a los colados.

*La colocación de concreto para los primeros colados se realizó por gravedad hasta donde fue posible, después, se utilizó una bomba sobre camión y finalmente se continuaron los colados con la ayuda de dos bachas y la grúa trepadora. **FOTO 4.5.4***



FOTO 4.5.3 Colado de las pilas secundarias



4.5.4 Colocación del concreto mediante una bomba sobre camión.

Con la utilización de la cimbra autotrepante se garantizó una mayor 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. La grúa trepadora también desempeñó un papel muy importante en los colados, izando el acero de refuerzo ya habilitado y listo para su colocación, así como el izaje de las bachas de concreto durante el colado. FOTO 4.5.5. Para tener acceso al lugar de trabajo, se utilizó en las pilas 2,3 y 4 un elevador mientras que en la 5 y 6 se utilizaron escaleras. FOTO 4.5.6 y 4.5.7 FIGURAS IV-1 Y IV-2, ANEXO 1

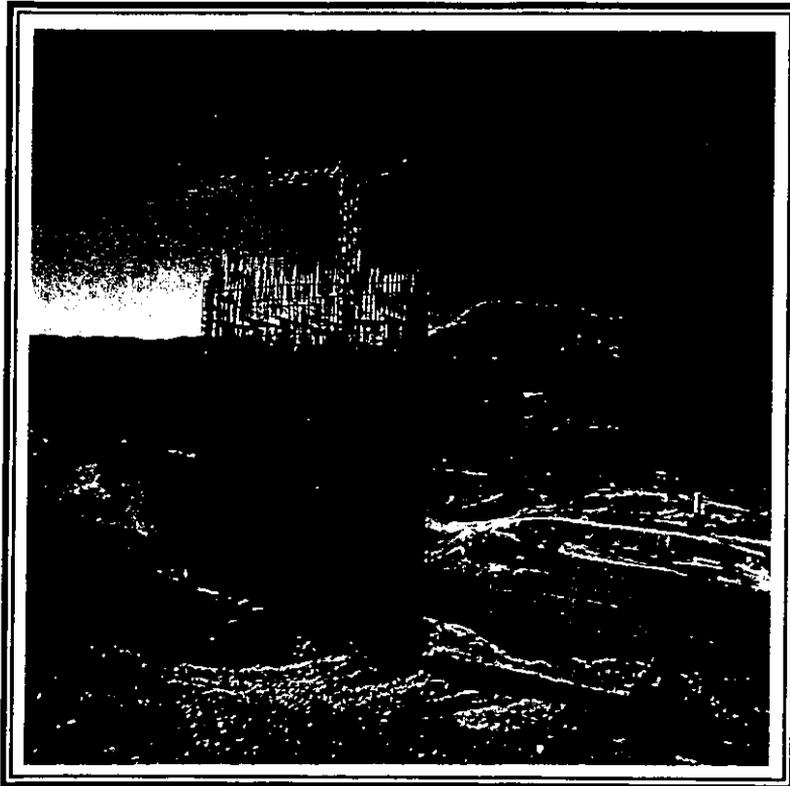


FOTO 4.5.5 Cimbra autotrepante



FOTO 4.5.6 Escaleras para las pilas 5 y 6.



FOTO 4.5.7 Elevador para las pilas 2,3 y 4

Transiciones y Cabezales.

Para el colado de la transición de las pilas principales (pilas 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 diseñaron unas estructuras de acero que sirvieron como obras falsas.

El procedimiento constructivo de las obras falsas y del colado de las transiciones (FOTO 4.5.8) consistió en las siguientes Fases: FIGURA IV-3 ANEXO 1.

- 1.- Anclado de la primer pieza de ménsula de 3 m.
- 2.- Cimbrado y colado de la primera sección de 3 m.
- 3.- Descimbrado y anclado de la segunda pieza de ménsula de 6 m.
- 4.- Cimbrado y colado de la segunda sección de 3 m.
- 5.- Cimbrado y colado de la tercera sección de 3m.
- 6.- Descimbrado y anclado de la tercera pieza de ménsula de 9 m.
- 7.- Cimbrado y colado de la cuarta sección de 3 m.
- 8.- Cimbrado y colado de la quinta sección de 3 m.
- 9.- Descimbrado de la última sección.



FOTO 4.5.8 Colado de las transiciones de las pilas principales.

El procedimiento constructivo de las obras falsas y del colado de los cabezales (FOTO 4.5.9) consistió en las siguientes Fases:

FIGURA IV-4 ANEXO 1.

- 1.- Anclado de las ménsulas de 6 X 9 m.*
- 2.- Colocación de la obra falsa.*
- 3.- Armado del cabezal.*
- 4.- Cimbrado y colado del cabezal.*
- 5.- Descimbrado y retiro de la obra falsa, así como de las ménsulas.*



FOTO 4.5.9 *Colado de los cabezales de las pilas secundarias.*

Estribos

Estribo 1.

Este se realizó en dos partes: la primera parte consistió en una losa de cimentación de 30 cm de espesor, 18.10 m de ancho y 57 m de largo para lo cual se utilizó el terreno natural como cimbra y se coló directamente con el camión. FOTO 4.5.10



FOTO 4.5.10 Construcción de los estribos.

En la segunda etapa, se construyeron las dos vigas principales de 3.7 m de altura y 1.5 m de espesor para las que se utilizó cimbra tradicional de madera y se colaron directamente con los camiones de concreto. Después se hizo el relleno de 3.7 m y se procedió con el colado de la losa de transición para la que se utilizó el terreno natural como cimbra. Una vez que las vigas

principales alcanzaron la resistencia requerida, se hizo el insertado de los cables de presfuerzo y se tensaron con un gato tipo mono-torón.

Estribo 7

Para la construcción de los dos contrafuertes y la trabe que forman parte del estribo, se utilizó cimbra tradicional de madera y se colaron con la ayuda de una grúa sobre ruedas y bachas. Enseguida se hizo un pequeño relleno y se coló la losa utilizándose como cimbra el terreno natural.

SUPERESTRUCTURA

ESTRUCTURA METALICA

FABRICACION EN TALLER

Todas las piezas de las dovelas se fabricaron en los talleres de "Industria del Hierro" en Querétaro, por contar con la tecnología adecuada y con los equipos especiales de corte, medición y soldadura, garantizando con esto la buena calidad y funcionamiento de la estructura.

Conforme se fabricaban las piezas de cada una de las dovelas (dos trabes principales y tres piezas puente) estas se estuvieron mandando a la obra de acuerdo a la liberación de cada elemento por el laboratorio de control de calidad.

ENSAMBLE EN OBRA

Una vez recibidas las piezas de cada una de las dovelas se procedió con el ensamble en obra; para esto se contaba con cuatro frentes principales: dos al pie de la pila 3, uno en el estribo 7 y el último en el estribo 1.

En el caso de la pila 3, se contaban con dos naves de armado donde se unieron cada una de las piezas de las 28 dovelas que se izaron en esta pila

FOTO 4.5.11. La única dovela que se izó por partes fue la dovela sobre la pila 3, la cual se izó con la ayuda de una pluma y un malacate y se soldó sobre el cabezal de la pila.

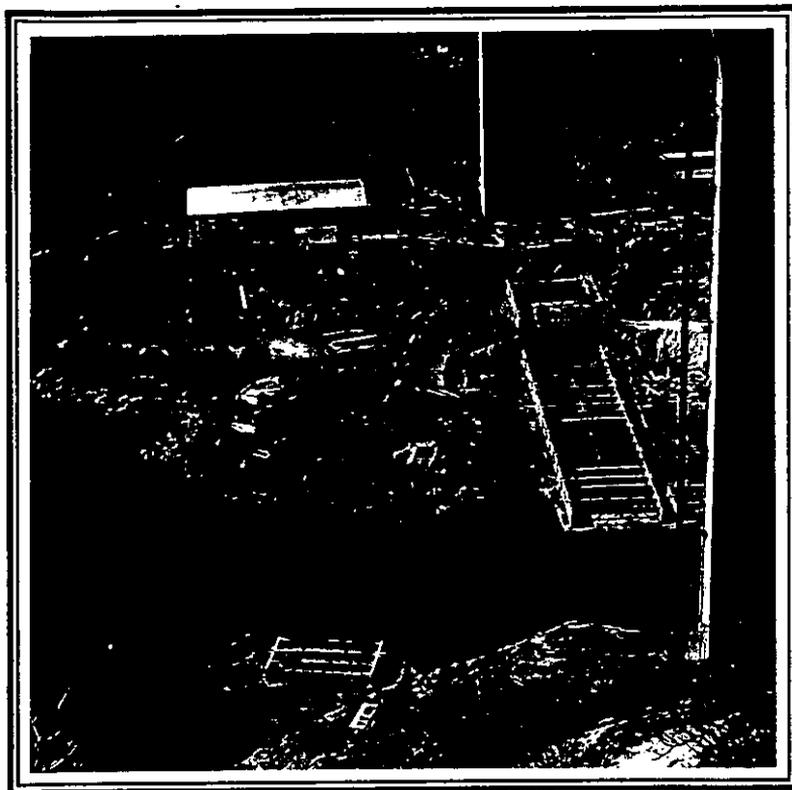


FOTO 4.5.11 Naves de armado para la pila 3.

Tanto en el estribo 1 como en el estribo 7 se contaba con una nave de armado donde se soldaron las piezas de las dovelas y se estuvieron haciendo las soldaduras de continuidad del tramo empujado. **FOTO 4.5.12.** En estas naves se contaba con unos bancos sobre los cuales se fueron deslizando las dovelas una vez que estaban terminadas.



FOTO 4.5.12 Ejemplo de naves de armado de los estribos 1 y 7.

SOLDADURA E INSPECCION RADIOGRAFICA

Debido a que toda la estructura de la calzada está formada por dovelas de acero, la soldadura jugó un papel muy importante en su construcción; se siguieron procedimientos muy rigurosos con las más altas especificaciones técnicas.

Se utilizaron tres procesos de soldadura de arco con metal protegido (SMAW), soldadura de arco con núcleo de fundente (FCAW) y soldadura de arco sumergido (SAW). Estos dos últimos procesos fueron utilizados comúnmente durante la fabricación en taller.

Los electrodos utilizados durante el armado y la unión de dovelas fueron de bajo hidrógeno, siendo de la especificación AWS A5.1 clase E-7018 de 3 mm (1/8") y 4 mm (5/32"). Estos electrodos, por ser de bajo hidrógeno y para evitar la humedad, fueron almacenados en hornos, además que cada soldador contaba con un horno portátil.

La soldadura aplicada para la fabricación de dovelas fue inspeccionada al 40 % según especificaciones del proyecto por medio de radiografías; en caso de existir una discontinuidad, que por su tipo o dimensión excediera los límites permitidos por el código utilizado, se procedía a ampliar esta inspección al 100 % y todas las áreas rechazadas se marcaban físicamente para su correcta reparación. La soldadura de unión dovela con dovela fue inspeccionada al 100 % por medio de radiografías.

La unión de tubos de contraventeo de dovelas así como la unión de estas se inspeccionó al 40 % por medio de partículas magnéticas por tratarse de soldadura de filete.

Para la eliminación de soldadura defectuosa se procedió a abrirla con arco-aire y disco abrasivo hasta obtener metal sano, para volver a soldar y volver a inspeccionar por medio de radiografías o partículas magnéticas.

PROTECCION ANTICORROSIVA

Antes de la aplicación de la protección anticorrosiva, se requirió de una exhaustiva limpieza de la dovela mediante chorro de arena (sand-blast). En el proceso se empleó arena sílica totalmente libre de humedad.

La protección anticorrosiva de las dovelas se hizo con un recubrimiento formado por un primario de acción galvánica que se aplicó sobre las superficies debidamente preparadas y por una serie de capas de acabados relativamente gruesas impenetrables para el medio ambiente con capacidad de soportar la abrasión y la erosión y suficientemente elásticas y resistentes para absorber los impactos y las dilataciones del acero.

La capa del primario tiene un alto contenido de sólidos o pigmentos de zinc suspendidos en una resina de poliuretano. Esta capa del primario tiene un espesor de una milésima de pulgada, capaz de penetrar profundamente en las porosidades de la superficie del acero, para que en caso de perforarse

los recubrimientos de acabado colocados sobre el primario, los primarios 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, se le dio un anclaje a la resina primaria para que se garantizara su adherencia con dicho acabado siendo innecesario emplear otra resina de enlace compatible con las dos capas.

*El recubrimiento de acabado consistió en un poliuretano aeromático, elastomérico y termofijo, con un porcentaje de sólidos no menor del 98 %. Dicho recubrimiento fue de 30 milésimas de espesor en toda la superficie de las dovelas. En general se estima que cada milésima del recubrimiento de acabado protege por un año el recubrimiento primario; los uretanos, de acuerdo con experiencias de laboratorio reportadas, tienen un rendimiento de 1.25 años por milésima, por lo que se espera que la pintura de protección utilizada para el **Puente Mezcala** dure sin deterioros significativos un promedio de 1.25×30 , es decir 37.5 años aproximadamente.*

En obra, únicamente se aplicó "sand-blast" a algunas dovelas que no alcanzaron a ser "sand-blasteadas" en Industria del Hierro por necesidad de programa, y todos los parapetos y los aeroestabilizadores llegaron "sand-blasteados" a obra y con el recubrimiento primario, por lo que en obra se aplicó el recubrimiento de acabado.

Lo que sí fue necesario, fue aplicar la protección anticorrosiva a todas las dovelas, los parapetos y los aeroestabilizadores.

MONTAJES

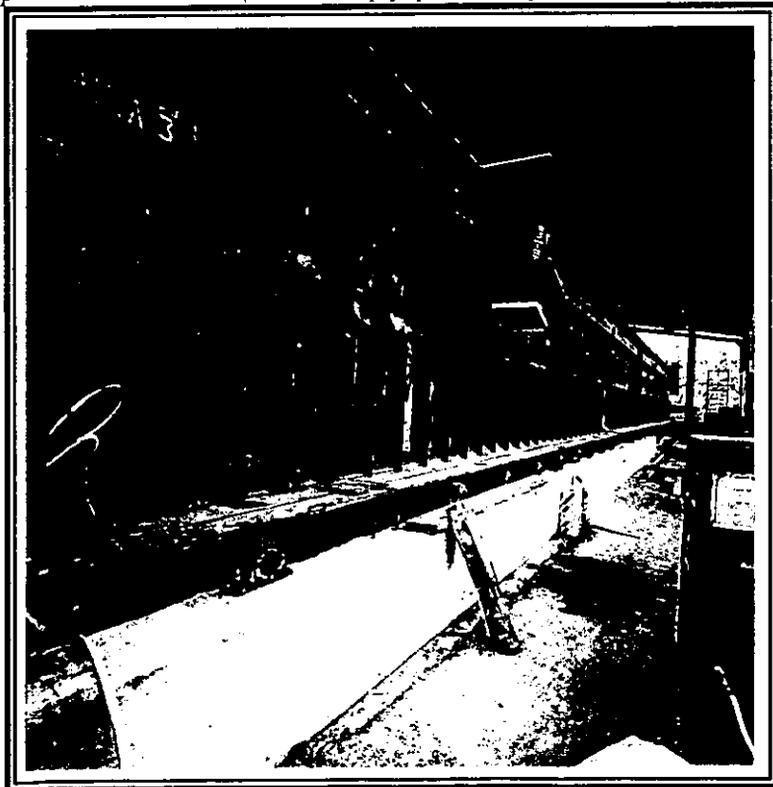
Para el montaje de todas las dovelas que forman la calzada se utilizaron dos procedimientos distintos: uno que consistía en el empuje de dovelas y otro que consistió en el izaje de dovelas.

SISTEMA DE EMPUJE

El sistema de empuje que se utilizó (FIGURA IV-5 ANEXO 1), es de procedencia francesa y funciona por medio de un par de mordazas hidráulicas que aprisionan el patín inferior de la trabe principal (CORTE DE LA FIGURA IV-5 ANEXO 1), 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 traves 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 (DETALLE 1 DE LA FIGURA IV-5 ANEXO 1).

Para impedir el movimiento del tablero a causa de la pendiente, el sistema cuenta con doble cuña, de manera que mientras los gatos y las mordazas de empuje se recorren para iniciar otro ciclo, las otras mordazas sujetan el tablero; además, para impedir el movimiento transversal, el sistema cuenta con unas guías laterales que se apoyan en el patín inferior de la trabe principal. FOTO 4.5.13. (Sistema de empuje que se utilizó para la colocación de las dovelas).



PROCEDIMIENTO DE EMPUJE

Con este sistema se estuvieron lanzando dovelas desde el estribo 1 y desde el estribo 7, donde se tenían las naves de armado para que conforme se fueran ensamblando, estas se fueran empujando. Para esto, además de auxiliarse del sistema de empuje antes mencionado, se utilizó un mástil provisional y una estructura de menor peso y mayor longitud que la dovela, la cual se utilizó como nariz del tren de dovelas. **FOTO 4.5.14.**

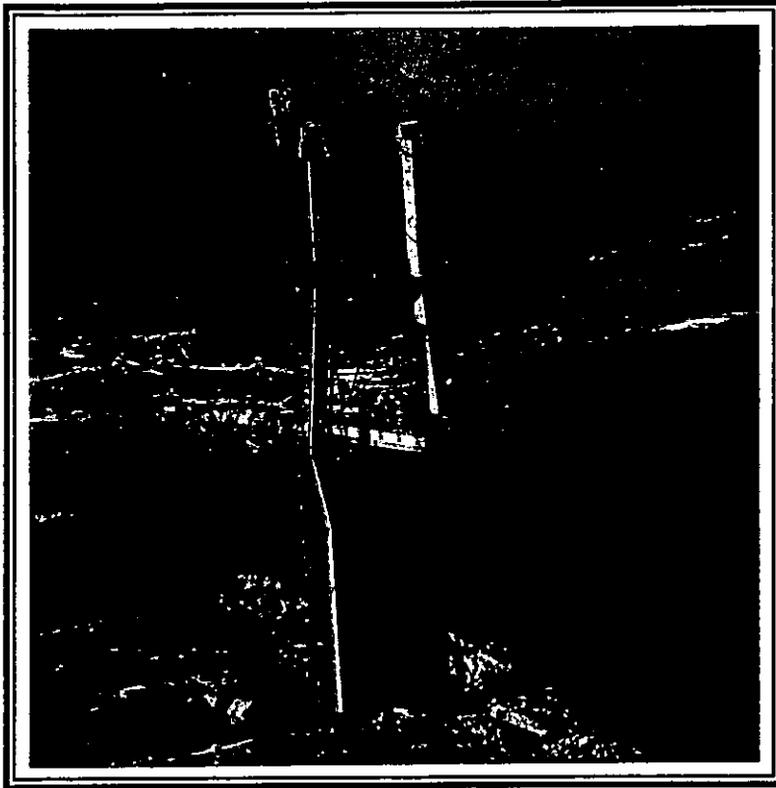


FOTO 4.5.14 Mástil provisional y nariz de lanzamiento.

El mástil provisional que se utilizó (**FOTO 4.5.14**) tanto en el estribo 1 (margen izquierda) como en el estribo 7 (margen derecha) contaba con dos arpas de cuatro tirantes cada una, cada tirante contaba con doce torones de 15 mm de diámetro. Este mástil sirvió para el lanzamiento de 66 m; para evitar

que las deflexiones de las dovelas debido al peso propio fueran mayores. Una vez que se terminó el lanzado, los mástiles provisionales quedaron en la pila 2 y la pila 4 donde se procedió a remplazar los tirantes provisionales por los definitivos.

La nariz que se utilizó para el lanzado (FOTO 4.5.14), tanto en margen izquierda como en margen derecha, era una estructura de 14 ton de peso y 18 m de longitud que sirvió para hacer contacto con el cabezal tanto de la pila 2 en el caso de la margen izquierda como de las pilas 4,5 y 6 en el caso de la margen derecha.

El procedimiento que se siguió para el empuje en margen izquierda (FIGUA IV-6, ANEXO 1) consta de las siguientes siete fases:

1.- Ensamble de las primeras seis dovelas en la nave de armado y colocación de la nariz de lanzamiento.

2.- Empujado de la nariz y ensamblado de la séptima dovela denominada MI-13 (margen izquierdo, dovela 13).

3.- Empujado de las primeras dos dovelas y soldado de la octava y novena dovela denominadas MI-14 y MI-15 respectivamente. Colocación del mástil provisional en la MI-12 y tensado de los primeros dos tirantes.

4.- Lanzado de la tercera y la cuarta dovela y soldado de la décima y la onceava dovela denominadas MI-16 y MI-17. También se tensaron los otros dos tirantes del mástil y se colocó lastre sobre la dovela MI-17 para evitar el volteo de la superestructura, cuidando siempre que el momento estabilizante sea un 50 % mayor que el momento de volteo.

5.- Empujado de la quinta dovela y soldado de las dos últimas dovelas: MI-18 y la MI-19.

6.- Empujar las dovelas hasta que la nariz logre apoyarse sobre el cabezal de la pila 2 y luego proseguir hasta que la primer dovela (MI-7) se apoye sobre la pila para poder despejar la nariz y colocarla sobre la MI-7.

7.- Continuar con el empujado hasta que el mástil provisional quede en la pila 2 para luego cambiar los tirantes provisionales por los tirantes definitivos y retirar el mástil provisional. FOTO 4.5.15.

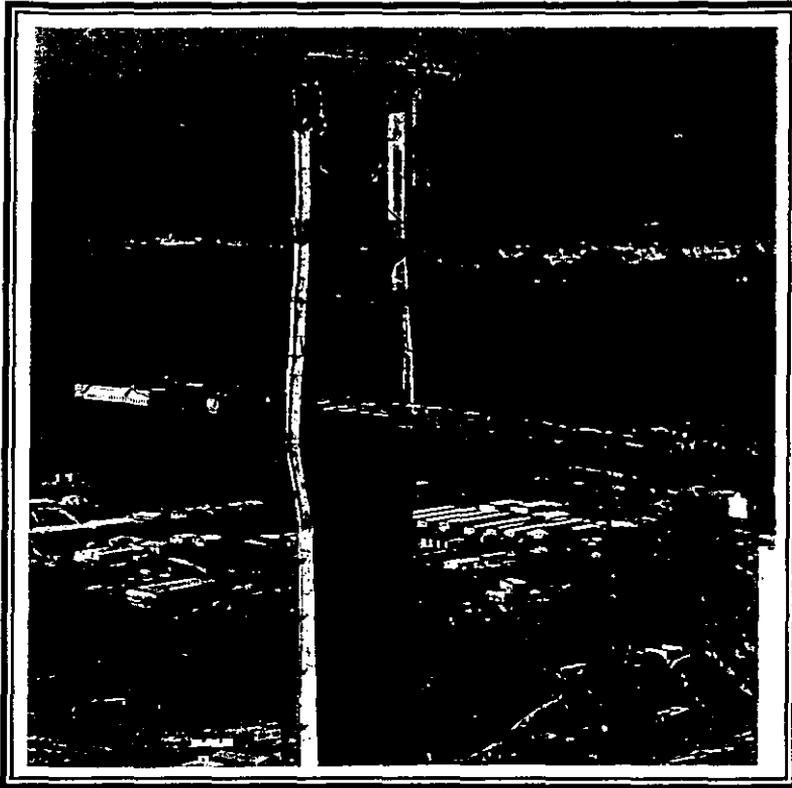


FOTO 4.5.15 Empujado de dovelas.

En cuanto a la margen derecha, el procedimiento que se siguió (FIGURA IV-7, ANEXO 1) consta de las siguientes once fases:

1.- Ensamble de las primeras cuatro dovelas en la nave de armado y colocación de la nariz de lanzamiento.

2.- Empujado de la nariz y ensamblado de la quinta dovela denominada MD-10 (margen derecha, dovela 10).

3.- Lanzado de la primer dovela y soldado de la sexta dovela denominada MD-11.

4.- Empujado de la segunda dovela hasta que la nariz logre apoyarse sobre el cabezal de la pila 6.

5.- Empujado de la tercer dovela y ensamblado de la séptima y la octava dovela denominadas MD-12 y MD-13 respectivamente.

6.- Colocación del mástil provisional en la MD-11 y tensado de los primeros dos tirantes. Después se lanzó la cuarta dovela denominada MD-9 y se soldó la novena dovela denominada MD-14.

7.- Lanzado de la quinta dovela y soldado de la décima dovela denominada MD-15.

8.- Tensado de los dos últimos tirantes del mástil provisional para continuar con el empujado y soldado de las dovelas hasta la MD-20, cuidando siempre que el momento estabilizante sea un 50 % mayor que el momento de volteo.

9.- Empujado hasta que la nariz toque la pila 4 y ensamblado de las siguientes tres dovelas (MD-21, MD-22 y MD-23).

10.- Despegar la nariz una vez que pase la pila 4 y colocarla sobre la MD-6, para luego soldar la MD-24 y la MD-25.

11.- Continuar con el soldado y el empujado de dovelas hasta que el mástil provisional quede en la pila 4, para luego cambiar los tirantes provisionales por los definitivos.

SISTEMA DE IZAJE

El izaje de dovelas se realizó en cuatro frentes distintos (FOTO 4.5.16): dos que se ubicaron en los voladizos de la pila 3 y cuyos izajes fueron simultáneos, uno en el voladizo de la pila 2 y el último en el voladizo de la pila 4. El dispositivo de izaje que se utilizó para los cuatro frentes fue en principio el mismo ya que se utilizaron equipos de izaje iguales en cada uno. La diferencia fue que para el caso de los voladizos de la pila 3, se utilizó una estructura de izaje que se diseñó especialmente para esto; en cambio para los

voladizos de la pila 2 y 4 se utilizaron las narices de lanzamiento con un diseño adicional para poderlas utilizar como estructuras de izaje.

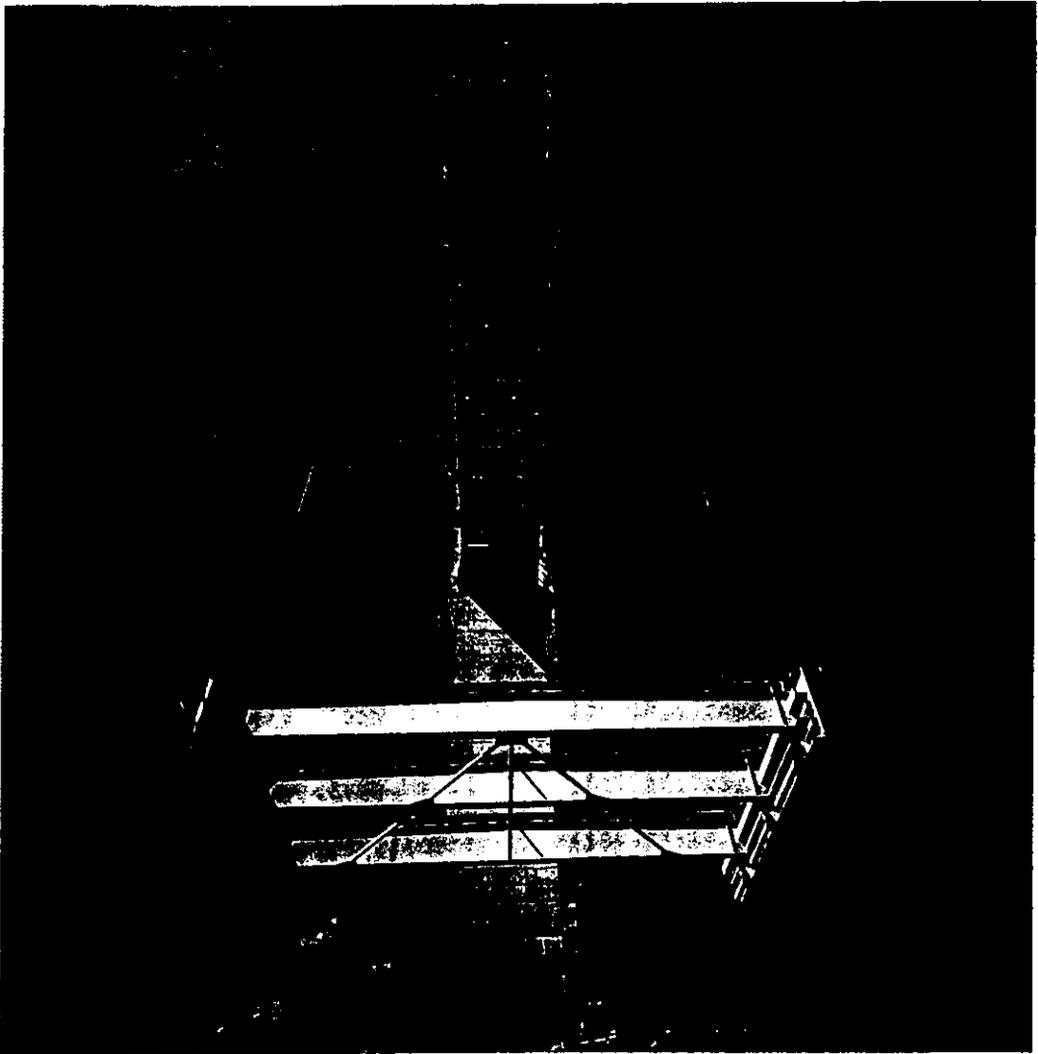


FOTO 4.5.16 Izaje de dovela.

Otra diferencia importante fue que en las estructuras de la pila 3 se contaba con un pórtico trasero y como los gatos estaban articulados no necesariamente se tenían que hacer los izajes verticalmente. Por otra parte en las estructuras de la pila 2 y 4 los gatos estaban fijos y no se contaba con un pórtico trasero por lo que necesariamente los izajes se tenían que hacer verticalmente.

En un principio se pensaba montar las dovelas de los voladizos de la pila 2 y la pila 4 por piezas; pero debido a que se estudió la posibilidad de ahorrarse mucho tiempo si se izaban completas ya que se contaba con las narices de lanzamiento las cuales podrían adaptarse y utilizarse como estructuras de izaje, se decidió izarlas totalmente ensambladas.

VOLADIZOS DE LA PILA 3

Este sistema está constituido principalmente por dos vigas longitudinales de 23.3 m separadas a 18.10 m; cada viga tiene una parte en voladizo de 9.4 m y están apoyadas sobre dos de las vigas puente de las dovelas (FIGURA IV-8, ANEXO 1). Este sistema además cuenta con dos pórticos, uno que se colocó a 7.9 m del apoyo delantero y que es donde se ubicaron gatos (FOTO 4.5.16.1), enrolladoras y malacates, y otro que se ubicó en la pila 3 a nivel de calzada y que se utilizó cuando fuera necesario hacer el hamaqueo (izaje desde el pie de la pila 3).

Además del equipo mencionado, el sistema contaba con dos bombas K-22, balancines), un malacate para bajar balancines, lastre que se utilizó como contrapeso y barras Dywidag que sirvieron para anclar la estructura a las dovelas. Este sistema se utilizó en ambos voladizos de la pila 3 y su peso total fue de aproximadamente 60 ton.

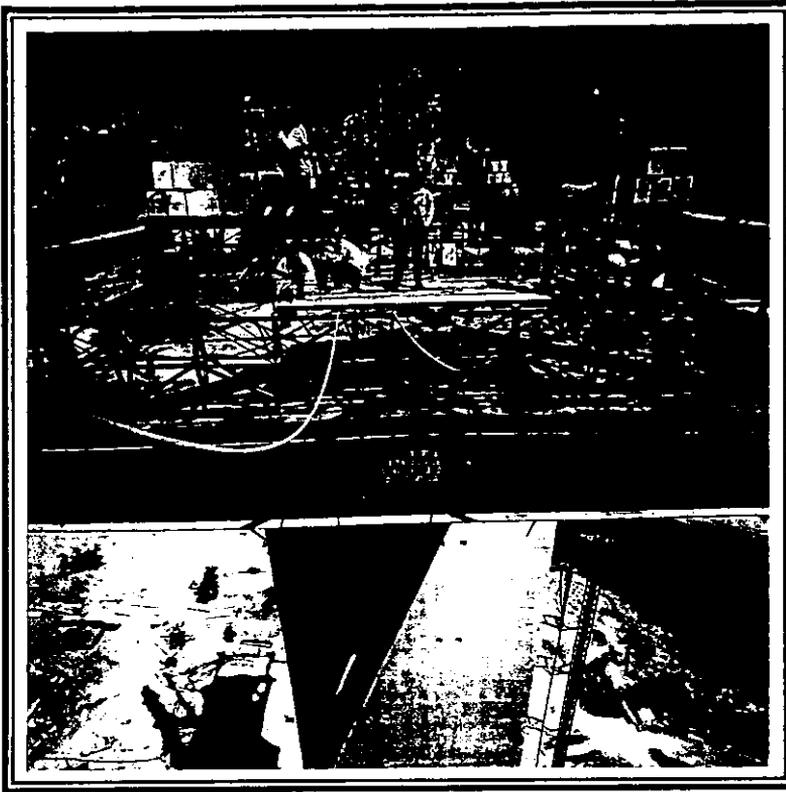


FOTO 4.5.16.1 Sistema de voladizo para la pila 3.

VOLADIZO DE LA PILA 2 Y 4

Este sistema está constituido principalmente por la nariz de lanzamiento la cual se reforzó con dos ménsulas y una armadura que se colocaron en la punta de la nariz (FOTO 4.5.17). La longitud total de esta estructura fue de 20.25 m y de igual manera se apoyó sobre las traves principales a la altura de dos de las vigas puente (FIGURA IV-9, ANEXO 1). El peso total de esta incluyendo gatos, bomba, enrolladoras, malacate y el lastre fue de 53 ton. En esta estructura se utilizaron seis yugos que sirvieron para anclarla y evitar el volteo.

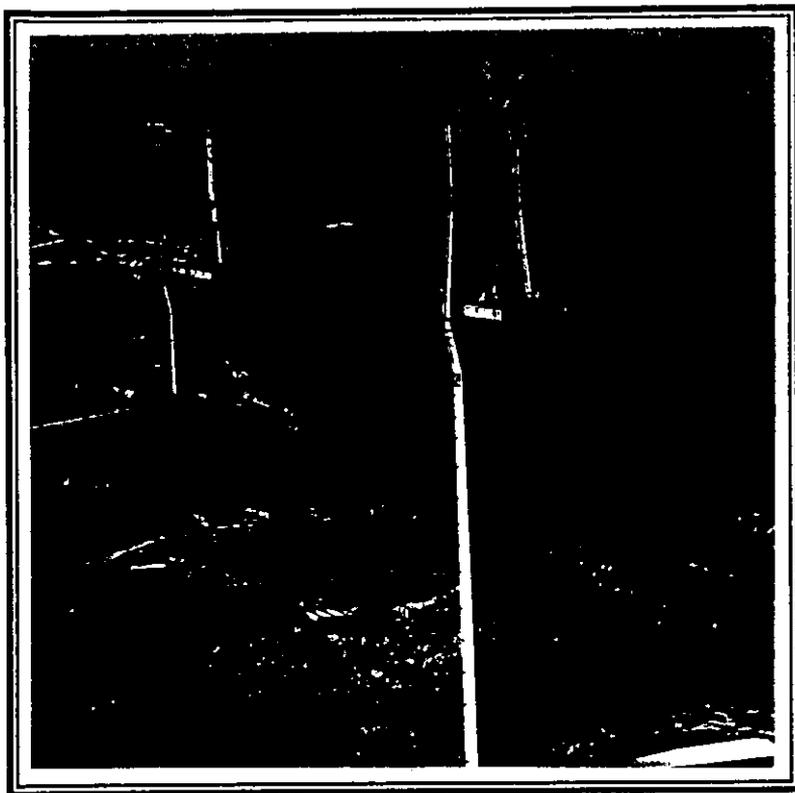


FOTO 4.5.17 Sistema de voladizo de las pilas 2 y 4.

PROCEDIMIENTO DE IZAJE

VOLADIZOS DE LA PILA 3

El montaje de las dovelas de la pila 3 inició con el montaje de la dovela sobre la pila, para lo cual se utilizó un malacate y una pluma para subir cada una de las piezas al nivel de calzada.

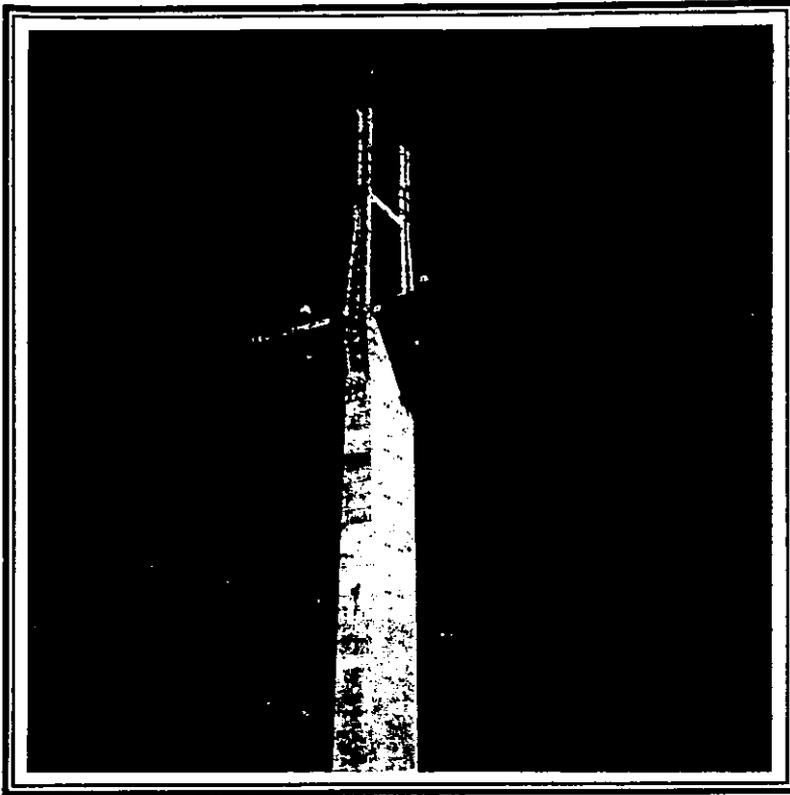


FOTO 4.5.18 Estructuras de izaje de la pila 3.

Una vez que se armó la dovela sobre la pila se continuó con el montaje de las estructuras de izaje (FOTO 4.5.18) el cual se hizo en las siguientes etapas (FIGURA IV-10, ANEXO 1).

Etapa 1. Con dos medias partes del equipo de izaje montadas en ambos lados de la pila 3, se realizó el izaje de las dos primeras dovelas) las que posteriormente se conformaron y soldaron (FIGURA IV-10 a, ANEXO 1).

Etapa 2. Se recorrieron los equipos de izaje A y B hacia la dovela 1 lado agua (FIGURA IV-10 b, ANEXO 1). Se ancló el equipo "A" a la dovela y se separaron los dos equipos A y B.

Etapa 3. Se desplazó el equipo B hacia la dovela 1 lado tierra y se instaló la segunda parte de los dos equipos de izaje. Se fijaron los dos equipos y las estructuras quedaron listas para el izaje simultáneo de dovelas (FIGURA IV-10 c, ANEXO 1).

En algunos casos, cuando no se pudo hacer el izaje en forma vertical por cuestiones del terreno, fue necesario realizar el hamaqueo, para lo cual se siguió el siguiente procedimiento que consiste en las siguientes seis fases: (FIGURA IV-11, ANEXO 1)

1.- Fijación de balancines a las dovelas.

2.- Izaje de la dovela en forma vertical con ayuda del pórtico trasero.

3.- Se para el izaje con el pórtico trasero y se inicia con los gatos delanteros hasta que quede la dovela a la mitad de la distancia entre gatos.

4.- Se para el izaje con los gatos delanteros, se inicia el descenso con los gatos del pórtico trasero hasta que la dovela llegue a la vertical de los gatos delanteros.

5.- Izaje final de la dovela en forma vertical.

6.- Fijación de la dovela, descenso de balancines, avance del sistema, montaje y tensado de tirantes, armado y colado de la losa.

El izaje de una dovela estaba comprendido dentro de un ciclo que dará como resultado la terminación de 12 m de puente. Este ciclo consistió en las siguientes fases:

1.- Preparación de la dovela a izarse.

2.- Izaje de la dovela.

3.- Conformado y soldado de la dovela.

4.- Bajado de los balancines a tierra con malacate.

5.- *Recorrimiento de la estructura de izaje y fijación (tensado de los yugos).*

6.- *Colocación de la vaina, insertado de los torones y tensado del tirante.*

7.- *Armado de la losa de la siguiente dovela a colarse y colado de la misma.*

El procedimiento que se siguió en el izado de dovelas, tensado de tirantes y colado de losas en el doble voladizo de la pila 3 fue el siguiente:

1.- *Montaje de dovela sobre la pila.*

2.- *Colocación del dispositivo de izaje en la dovela sobre la pila.*

3.- *Izaje de dovelas P3-1T y P3-1A (pila 3 dovela 1 lado tierra y pila 3 dovela 1 lado agua).*

4.- *Desplazar dispositivo de izaje a dovelas P3-1T y P3-1A.*

5.- *Colado de losa por una longitud de 26 m (13 m a cada lado del eje transversal de la pila).*

6.- *Tensado de las barras que se colocaron en la losa a 300 ton para que no hubiera la necesidad de tensar los tirantes No. 1.*

7.- *Izaje de dovelas P3-2T y P3-2A.*

8.- *Tensado de tirantes provisionales T-2T y T-2A (tirante 2 lado tierra y tirante 2 lado agua).*

9.- *Desplazar dispositivo de izaje a dovelas P3-2T y P3-2A.*

10.- *Izaje de dovelas P3-3T y P3-3A.*

11.- *Desplazar dispositivo de izaje a dovelas P3-3T y P3-3A.*

12.- *Tensado de tirantes T-3T y T-3A.*

- 13.- *Retiro de las barras de la losa.*
- 14.- *Colado de losa en dovelas P3-2T y P3-2A.*
- 15.- *Retiro de los tirantes provisionales T-2T y T-2A.*
- 16.- *Tensado de tirantes T-4T y T-4A.*
- 17.- *Tensado de tirantes T-2T y T-2A.*
- 18.- *Izaje de dovelas P3-4T y P3-4A.*
- 19.- *Desplazar dispositivo de izaje a dovelas P3-4T y P3-4A.*
- 20.- *Modificación de la tensión de los tirantes T-3T y T-3A.*
- 21.- *Tensado de tirantes T-4T y T-4A.*
- 22.- *Izaje de dovelas P3-5T y P3-5A.*
- 23.- *Desplazar dispositivo de izaje a dovelas P3-5T y P3-5A.*
- 24.- *Colado de losa en dovelas P3-3T y P3-3A.*
- 25.- *Tensado de tirantes T-5T y T-5A.*
- 26.- *Izaje de dovelas P3-6T y P3-6A.*
- 27.- *Desplazar dispositivo de izaje a dovelas P3-6T y P3-6A.*
- 28.- *Colado de losa en dovelas P3-4T y P3-4A.*
- 29.- *Tensado de tirantes T-6T y T-6A.*
- 30.- *Izaje de dovelas P3-7T y P3-7A.*
- 31.- *Desplazar dispositivo de izaje a dovelas P3-7T y P3-7A.*
- 32.- *Colado de losa en dovelas P3-5T y P3-5A.*

- 33.- *Tensado de tirantes T-7T y T-7A.*
- 34.- *Izaje de dovelas P3-8T y P3-8A.*
- 35.- *Desplazar dispositivo de izaje a dovelas P3-8T y P3-8A.*
- 36.- *Colado de losa en dovelas P3-6T y P3-6A.*
- 37.- *Tensado de tirantes T-8T y T-8A.*
- 38.- *Izaje de dovelas P3-9T y P3-9A.*
- 39.- *Desplazar dispositivo de izaje a dovelas P3-9T y P3-9A.*
- 40.- *Colado de losa en dovelas P3-7T y P3-7A.*
- 41.- *Tensado de tirantes T-9T y T-9A.*
- 42.- *Izaje de dovelas P3-10T y P3-10A.*
- 43.- *Desplazar dispositivo de izaje a dovelas P3-10T y P3-10A.*
- 44.- *Colado de losa en dovelas P3-8T y P3-8A.*
- 45.- *Tensado de tirantes T-10T y T-10A.*
- 46.- *Tensado de retenidas provisionales a 60 ton.*
- 47.- *Izaje de dovelas P3-11T y P3-11A .*
- 48.- *Desplazar dispositivo de izaje a dovelas P3-11T y P3-11A.*
- 49.- *Colado de losa en dovelas P3-9T y P3-9A.*
- 50.- *Tensado de tirantes T-11T y T-11A.*
- 51.- *Tensado de retenidas provisionales a 120 ton.*
- 52.- *Izaje de dovelas P3-12T y P3-12A.*

- 53.- *Desplazar dispositivos de izaje a dovelas P3-12T y P3-12A.*
- 54.- *Colado de losa en dovelas P3-10T y P3-10A.*
- 55.- *Tensado de tirantes T-12T y T-12A.*
- 56.- *Tensado de retenidas provisionales a 180 ton.*
- 57.- *Izaje de dovelas P3-13T y P3-13A.*
- 58.- *Desplazar dispositivo de izaje a dovelas P3-13T y P3-13A.*
- 59.- *Colado de losa en dovelas P3-11T y P3-11A.*
- 60.- *Tensado de tirantes T-13T y T-13A.*
- 61.- *Tensado de retenidas provisionales a 240 ton.*
- 62.- *Izaje de dovelas P3-14T y P3-14A.*
- 63.- *Tensado de tirantes T-14T y T-14A.*
- 64.- *Tensado de retenidas provisionales a 300 ton.*
- 65.- *Desplazar dispositivo de izaje a dovelas P3-11T y P3-11A y colado de losa en dovelas P3-12T, P3-12A, P3-13T y P3-13A.*

VOLADIZO DE LA PILA 2 Y LA PILA 4

Una vez que se terminó con el empujado y se colocaron las narices de lanzamiento sobre las últimas dovelas, se procedió con el refuerzo o adecuación de esta para utilizarla como estructura de izaje.

Todos los izajes en estas márgenes se hicieron en forma vertical) y como en el caso de la pila 3, el izaje formó parte de un ciclo que fue el mismo que se utilizó en los voladizos de la pila 3.

Dentro de los grandes logros que se obtuvieron en el izaje de dovelas, fue el de haber terminado dos ciclos en una semana en cada uno de los cuatro frentes de izaje, lo que da como resultado haber construido 96 m de puente en tan solo 7 días.

El procedimiento que se siguió en el izado de dovelas, tensado de tirantes y colado de losas en el voladizo de la pila 2, una vez que se terminó el empuje, fue el siguiente:

- 1.- Tensado de tirantes T-5T y T-5A.*
- 2.- Retiro de tirantes provisionales.*
- 3.- Colocación del refuerzo de la nariz y del equipo de izaje.*
- 4.- Colado del parapeto postensado en dovelas MI-11 (margen derecho dovela 11), MI-12 y MI-13.*
- 5.- Colado de losa en dovelas MI-11, MI-12 y MI-13.*
- 6.- Tensado de tirantes T-1T y T-1A.*
- 7.- Colado de losa en dovelas MI-10 y MI-14.*
- 8.- Tensado de tirantes T-2T y T-2A.*
- 9.- Colado de losa en dovelas MI-9 y MI-15.*
- 10.- Tensado de tirantes T-3T y T-3A.*
- 11.- Tensado de tirantes T-4T y T-4A.*
- 12.- Modificación de la tensión de tirantes T-5T y T-5A.*
- 13.- Izaje de dovela MI-6.*
- 14.- Desplazar el dispositivo de izaje a dovela MI-6.*
- 15.- Colado de losa en dovelas MI-8 y MI-16.*

- 16.- *Tensado de tirantes T-6T y T-6A.*
- 17.- *Izaje de dovela MI-5.*
- 18.- *Desplazamiento del dispositivo de izaje a dovela MI-5.*
- 19.- *Colado de losa en dovelas MI-17 y MI-7.*
- 20.- *Tensado de tirantes T-7T y T-7A.*
- 21.- *Izaje de dovela MI-4.*
- 22.- *Desplazar el dispositivo de izaje a dovela MI-4.*
- 23.- *Colado de losa en dovelas MI-19, MI-18 y MI-6.*
- 24.- *Tensado de tirantes T-8T y T-8A.*
- 25.- *Izaje de dovela MI-3.*
- 26.- *Desplazar el dispositivo de izaje a dovela MI-3.*
- 27.- *Colado de losa en dovela MI-5.*
- 28.- *Tensado de tirantes T-9T y T-9A.*
- 29.- *Izaje de dovela MI-2.*
- 30.- *Desplazar el dispositivo de izaje a dovela MI-2.*
- 31.- *Colado de losa en dovela MI-4.*
- 32.- *Tensado de tirantes T-10T y T-10A.*
- 33.- *Izaje de dovela MI-1.*
- 34.- *Tensado de tirantes T-11T y T-11A.*
- 35.- *Desplazar el dispositivo de izaje a dovela MI-4 y colado de losa en dovelas MI-3 y MI-2.*

El procedimiento que se siguió en el izado de dovelas, tensado de tirantes y colado de losas en el voladizo de la pila 4, una vez que se terminó el empuje, fue el siguiente:

- 1.- Tensado de tirantes definitivos T-5T y T-5A.*
- 2.- Retiro de los tirantes provisionales.*
- 3.- Colocación del refuerzo de la nariz y del equipo de izaje.*
- 4.- Colado del parapeto postensado en dovelas sobre las pilas 4,5 y 6.*
- 5.- Colado de losas en dovelas MD-10, MD-11, MD-12, MD-16, MD-17, MD-18, MD-23, MD-24, MD-25, MD-26 y MD-27.*
- 6.- Tensado de tirantes T-1T y T-1A.*
- 7.- Colado de losa en dovelas MD-9 y MD-13.*
- 8.- Tensado de tirantes T-2T y T-2A.*
- 9.- Colado de losa en dovelas MD-8 y MD-14.*
- 10.- Tensado de tirantes T-3T y T-3A.*
- 11.- Tensado de tirantes T-4T y T-4A.*
- 12.- Modificación de la tensión de tirantes T-5T y T-5A.*
- 13.- Izaje de dovela MD-5.*
- 14.- Desplazar el dispositivo de izaje a dovela MD-5.*
- 15.- Colado de losa en dovelas MD-7 y MD-15.*
- 16.- Tensado de tirantes T-6T y T-6A.*
- 17.- Izaje de dovela MD-4.*

- 18.- *Desplazar el dispositivo de izaje a dovela MD-4.*
- 19.- *Colado de losa en dovela MD-6.*
- 20.- *Tensado de tirantes T-7T y T-7A.*
- 21.- *Izaje de dovela MD-3.*
- 22.- *Desplazar el dispositivo de izaje a dovela MD-3.*
- 23.- *Colado de losa en dovelas MD-5 y MD-19.*
- 24.- *Tensado de tirantes T-8T y T-8A.*
- 25.- *Izaje de dovela MD-2.*
- 26.- *Desplazar el dispositivo de izaje a dovela MD-2.*
- 27.- *Colado de losa en dovela MD-4.*
- 28.- *Tensado de tirantes T-9T y T-9A.*
- 29.- *Izaje de dovela MD-1.*
- 30.- *Tensado de tirantes T-10T y T-10A.*
- 31.- *Desplazar el dispositivo de izaje a dovela MD-4 y colado de losa en dovelas MD-3, MD-2, MD-21 y MD-22.*

DOVELAS DE CIERRE

Debido a las deformaciones previstas por efecto de temperatura y a las especificaciones para controlar la soldadura en las dovelas metálicas se optó por diseñar un sistema de troquelamiento especial, que eliminará casi en su totalidad las deformaciones, para soldar a cualquier hora del día.

En este caso fueron dos los cierres que se tuvieron que hacer, uno en el claro 2-3 y otro en el claro 3-4 (FOTO 4.5.19). Para ambos cierres, se siguió

prácticamente el mismo procedimiento y se utilizó el mismo proceso de troquelamiento. (FIGURA IV-12, ANEXO 1).



FOTO 4.5.19 Dovelas de cierre.

El procedimiento que se siguió para el cierre fue el siguiente:

1.- Colocación de las cargas muertas de servicio.

2.- Colocación de la grúa en la última dovela de la pila 2 para hacer el desmantelamiento del dispositivo de izaje de la pila 3 y para auxiliarse posteriormente con el troquelamiento y colocación de las dovelas de cierre.

3.- Colocación del lastre especificado en el proyecto y fijación del sistema de troquelamiento al voladizo de la pila 2.

4.- Iniciar el insertado de torones de los últimos tirantes de la pila 3 hasta que la dovela quede a 2 cm de la viga del sistema de troquelamiento.

5.- A partir de las 0:00 hrs rectificar el desalineamiento horizontal con "tirffors"³ o diferenciales y fijar completamente el sistema de troquelamiento (tensado de yugos, colocación de los tubos de bloqueo y contraventeo y colado de la losa).

6.- Verificación física de la longitud de la dovela de cierre, cortado y biselado. Las dovelas fueron habilitadas con anterioridad de una longitud de 2.40 m.

7.- Una vez que se habilitaron las dovelas y se colocaron en su posición, se inició con el conformado y con la soldadura, iniciándose con los patines para luego continuar con el alma y con los atiezadores.

8.- Una vez que se terminó completamente con la soldadura se iniciaron las preparaciones para el colado de la losa y para los detalles finales.

9.- Una vez que se coló la losa, se destensaron las retenidas provisionales. Durante el seguimiento del procedimiento, varias veces fue necesario obtener la nivelación del tablero y la verticalidad del mástil y en algunos casos, retensar o destensar algunos tirantes.

Una vez que se terminó el cierre 2-3, se continuó con el cierre 3-4, para lo cual, se siguió el mismo procedimiento. La longitud final a la que se cortó la dovela del claro 2-3 fue de aproximadamente 2.23 m mientras que en el claro 3-4 fue de 2.08 m.

LOSA DE CONCRETO

El colado de la losa se hizo conforme al procedimiento constructivo especificado, y por lo general, se colaron tramos de 12 m. **FOTO 4.5.20**

³ Sistema que sirve para rectificar el desalineamiento que exista entre las dovelas de cierre.

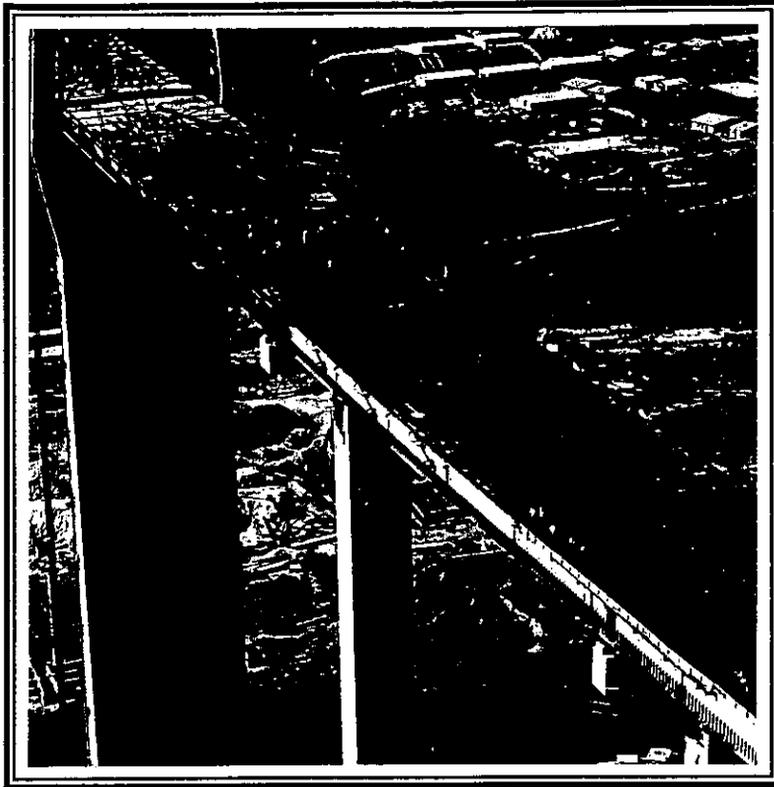


FOTO 4.5.20 Colado de la losa de concreto.

Una vez que se colocó el perfil mon-ten (FOTO 4.5.20), los pernos Nelson y las pilastras que iban coladas en la losa, se procedió a colocar todo el armado y las barreras del tramo que se colaría. Dependiendo del acceso que había a la losa por colar, se utilizó diferente equipo (camiones de concreto, "boogies"⁴, bomba de concreto, bachas y grúa torre).

⁴ Vehículo que se utiliza para la colocación del concreto en obra.

PILONES

Al llegar al nivel de calzada en las pilas 2,3 y 4 se procedió con el colado de los mástiles para los cuales se utilizó una grúa torre, bachas⁵ y camiones de concreto.

Como los pilones son huecos, los trabajadores accedían al área de trabajo por medio de una escalera marina que se colocó internamente en los pilones y luego se disponía del acero habilitado con ayuda de la grúa torre. La cimbra que se utilizó fue del tipo tradicional de madera. Los colados eran por lo regular de 3 m de altura y, en algunos casos, tenían que dejarse colados los tubos de encofrado que servían como anclaje pasivo de los tirantes. (FOTO 4.5.21)

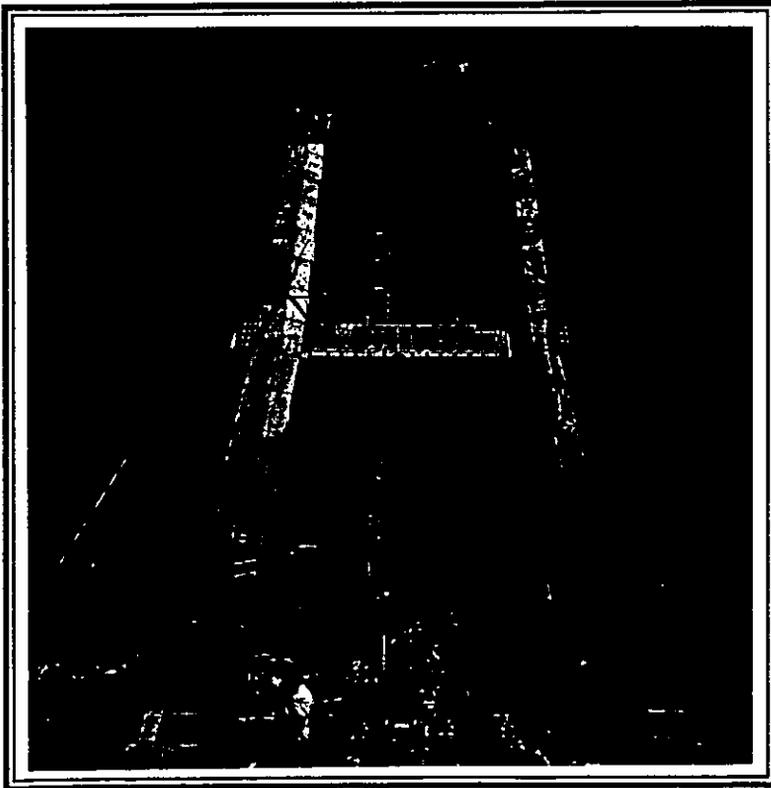


FOTO 4.5.21 Construcción de los pilones.

⁵ Sistema tipo cubeta que con la ayuda de la grúa torre sirve para la colocación del concreto en lugares de la obra donde la altura es considerable

Para el colado de las riostras se diseñaron unas vigas de acero que sirvieron como obra falsa. Estas riostras o travesaños también se colaron con la ayuda de la grúa y las bachas, utilizando cimbra tradicional de madera.

TIRANTES

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

HABILITADO Y COLOCACION DE LA VAINA

La vaina o funda de los tirantes que se utilizó fue de un material tipo polietileno de gran resistencia, flexibilidad y de peso muy ligero para poder manejarla sin problemas. Se utilizaron vainas de 8 y 10" de diámetro dependiendo del número de torones del tirante.

Para formar la longitud total de la vaina de un tirante se aplicó el sistema de unión por termofusión, que requiere del auxilio de un equipo acondicionado con abrazaderas de las dimensiones del diámetro exterior de las vainas; estas abrazaderas ejercen una presión hacia el centro de la máquina donde se unen los extremos de las vainas y se aplica el calor por medio de una resistencia que funde al material y, con la presión aplicada, se logra la unión. Concluida esta etapa, se continuó con el ciclo hasta lograr la longitud requerida para el tirante en cuestión.

En la colocación de la vaina, se utilizó la grúa torre utilizada en todas las pilas principales, para tomar una punta de la vaina e izarla hasta el tubo encofrado que le correspondía y posteriormente sujetarla. Después, con la ayuda de un diferencial, se recuperó gran parte de la catenaria de la vaina y con el insertado del cable guía, se terminó por recuperar la catenaria quedando únicamente pendiente la sujeción de la vaina con el tubo cañón.

INSERTADO DE LOS TORONES

Para el insertado de los torones, éstos se cortaron uno a uno sobre un banco de corte, dando la longitud requerida para su montaje. Dicha longitud se integra por:

- *la longitud teórica, más*
- *la catenaria calculada para lograr un esfuerzo de montaje menor a los 200 kg arriba del peso propio, más*
- *las puntas para tensado, más*
- *desperdicios, más*
- *zonas de anclaje.*

Posteriormente, se cortaron los hilos perimetrales (6 hilos), para dejar el hilo central sobresaliendo 80 mm para su conexión con el hilo guía que ayudará a su inserción. También se quitó la protección de plástico con una distancia variable según la recuperación de la catenaria y el alargamiento.

En el mástil se colocaron los anclajes pasivos con sus prensa-estopas⁶ de estanqueidad, sus cuñas y el tubo de anclaje guía sobre el cual se instaló una placa que permitiera colocar un gato unifilar para jalar el hilo guía así como para la recuperación parcial de la catenaria para el caso de los tirantes más largos. (FIGURA IV-13, ANEXO 1)

En el tablero, se colocaron los anclajes activos con sus accesorios para el posterior tensado. El centrado de los anclajes pasivos en el mástil respecto al eje de las placas, así como la sujeción del anclaje inferior, fueron hechos mediante unos dispositivos de fijación auxiliares. 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 montados los anclajes, se procedió con la inserción del tirante, torón por torón; para esto, se levantó la extremidad superior del primer torón mediante un cable auxiliar y un malacate de 500 kg de capacidad que previamente fue instalado dentro del pilón. Cuando la punta del torón llegó adelante de la extremidad del tubo del anclaje superior, se insertó una guía (un alambre de diámetro 5.2 mm) a través del anclaje montado con sus cuñas.

⁶ Sistema de anclaje de tirantes con la finalidad de evitar las filtraciones de agua hacia el interior y de esta manera evitar la corrosión del tirante.

La conexión de la punta del torón con la guía se efectuó mediante un acoplador cuyo diámetro exterior es el torón desnudo. Después, se inició la tracción del conjunto con un malacate hasta que el torón desnudo pasó a través de las cuñas, quedando el torón automáticamente anclado. (FIGURA IV-14, ANEXO 1)

Para el insertado de la punta inferior, se utilizó una guía y un acoplador como el mencionado anteriormente, y se tensó de la misma manera desde el tablero. Una vez que se tuvo insertado el cable en ambos lados, se utilizó un gato unifilar para su tensado. Finalmente, se procedió con el insertado de los otros torones de igual manera que se hizo con el primero. (FOTO 4.5.22)

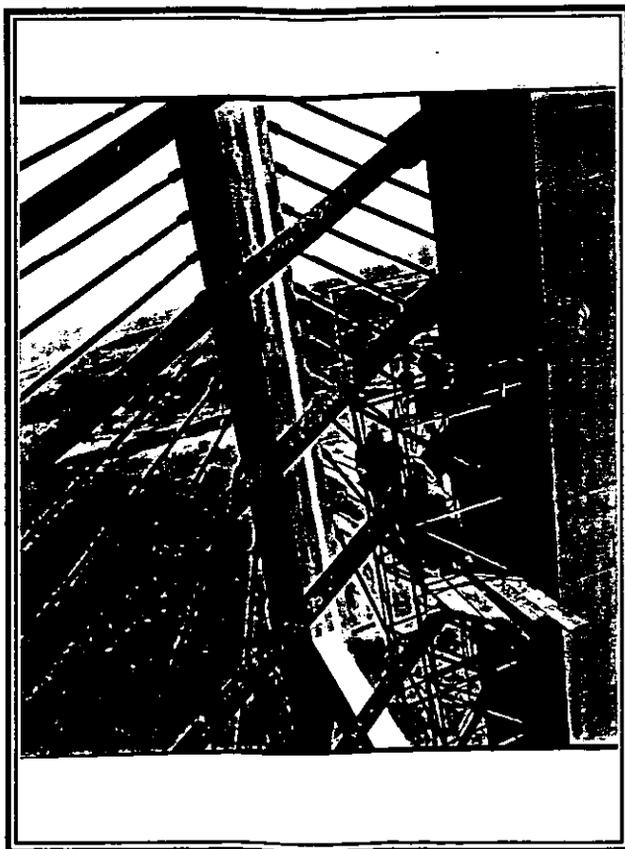


FOTO 4.5.22 Anclaje de los torones.

TENSADO DE LOS TIRANTES

El tensado de cada tirante se hizo mediante la colocación de un gato mono-torón en la zona del anclaje activo. La tensión del par de tirantes correspondientes a cada dovela se hizo 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.

También se utilizó otro método para el tensado de tirantes llamado isotensión. Este método se utiliza para la colocación de los torones que conforman un tirante cuando estos mismos son montados y tensados torón por torón.

El método tiene como objeto efectuar las tensiones sucesivas de los torones, de tal manera que todos los torones tengan una tensión idéntica, a pesar del acortamiento de la distancia entre anclajes a medida que se tensan cada uno de los torones.

INYECCION DE LA CERA

Una vez que se tuvieron tensados los tirantes a su tensión final, se procedió con el corte de las puntas para colocar los capuchones extremos y poder hacer los inyectados con cera.

Esta inyección se hizo tanto con el cañón, como en los capuchones extremos del tirante, los cuales fueron limpiados con agua a presión y aire comprimido.

Para el inyectado, se utilizó un quemador de cera procediendo de abajo hacia arriba y verificando que la cera saliera por los respiradores o tubos de purga, los cuales se colocaron en la parte superior de la zona a inyectar, y poder garantizar que quedaran completamente llenos.

Para la realización de todos los trabajos relacionados con los tirantes, se utilizaron unas canastillas que se sujetaron a los pilones de afuera, en la zona donde se ubican los tubos encofrados, y una pasarela que corre por abajo de las dovelas y que da acceso a la zona de anclaje de las mismas. También se utilizaron canastillas móviles que se colocaban en el anclaje del tirante.

Las características generales de cada uno de los tirantes se muestra en las siguientes tablas:

CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS TIRANTES

PILA NUMERO 2

Tirante	Longitud Total (m)	Tipo de Anclaje	Núm. De Torones	Peso (Kg)	Fuerza (Ton)
1T-AA	40.81	19 HD15	19	1,007.98	94.30
1T-aa	40.81	19 HD15	19	1,007.98	87.40
1R-AA	42.26	19 HD15	19	1,043.70	70.50
1R-aa	42.26	19 HD15	19	1,043.70	58.00
2T-AA	46.66	19 HD15	19	1,152.58	70.70
2T-aa	46.66	19 HD15	19	1,152.58	74.60
2R-AA	49.25	19 HD15	19	1,216.55	150.50
2R-aa	49.25	19 HD15	19	1,216.55	130.30
3T-AA	54.66	19 HD15	19	1,350.13	121.90
3T-aa	54.66	19 HD15	19	1,350.13	131.10
3R-AA	58.10	19 HD15	19	1,435.09	94.70
3R-aa	58.10	19 HD15	19	1,435.09	90.30
4T-AA	64.01	19 HD15	19	1,580.97	185.80
4T-aa	64.01	19 HD15	19	1,580.97	192.20
4R-AA	68.04	19 HD15	19	1,680.66	194.80
4R-aa	68.04	19 HD15	19	1,680.66	204.20

<i>Tirante</i>	<i>Longitud Total (m)</i>	<i>Tipo de Anclaje</i>	<i>Núm. de Torones</i>	<i>Peso (kg)</i>	<i>Fuerza (Ton)</i>
5T-AA	74.23	23 HD15	23	2,219.48	200.20
5T-aa	74.23	23 HD15	23	2,219.48	203.60
5R-AA	78.75	23 HD15	23	2,354.57	228.90
5R-aa	78.75	23 HD15	23	2,354.57	221.40
6T-AA	84.95	23 HD15	23	2,539.98	233.70
6T-aa	84.95	23 HD15	23	2,539.98	184.90
6R-AA	89.84	23 HD15	23	2,686.25	217.50
6R-aa	89.84	23 HD15	23	2,686.25	206.90
7T-AA	95.95	27 HD15	27	3,367.85	255.70
7T-aa	95.95	27 HD15	27	3,367.85	247.60
7R-AA	101.29	27 HD15	27	3,555.10	262.80
7R-aa	101.29	27 HD15	27	3,555.10	259.10
8T-AA	107.27	27 HD15	27	3,765.07	236.50
8T-aa	107.27	27 HD15	27	3,765.07	235.30
8R-AA	112.85	27 HD15	27	3,961.07	270.30
8R-aa	112.85	27 HD15	27	3,961.07	244.00
9T-AA	118.77	31 HD15	31	4,786.47	242.20
9T-aa	118.77	31 HD15	31	4,786.47	285.60
9R-AA	124.53	31 HD15	31	5,018.68	258.70
9R-aa	124.53	31 HD15	31	5,018.68	245.00
10T-AA	130.32	31 HD15	31	5,251.98	282.50
10T-aa	130.32	31 HD15	31	5,251.98	241.90
10R-AA	136.34	31 HD15	31	5,494.50	318.70
10R-aa	136.34	31 HD15	31	5,494.50	272.80
11T-AA	141.87	31 HD15	31	5,717.48	265.40
11T-aa	141.87	31 HD15	31	5,717.48	252.60
11R-AA	148.23	31 HD15	31	5,973.75	298.60
11R-aa	148.23	31 HD15	31	5,973.75	288.90

CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS TIRANTES

PILA NUMERO 3

<i>Tirante</i>	<i>Longitud Total (m)</i>	<i>Tipo de Anclaje</i>	<i>Núm. de Torones</i>	<i>Peso (kg)</i>	<i>Fuerza (Ton)</i>
1T-AA	54.39	19 HD15	19	1,343.31	81.7
1T-aa	54.39	19 HD15	19	1,343.31	75.6
1R-AA	55.84	19 HD15	19	1,379.27	55.5
1R-aa	55.84	19 HD15	19	1,379.27	47.2
2T-AA	58.97	19 HD15	19	1,456.44	91.9
2T-aa	58.97	19 HD15	19	1,456.44	122.4
2R-AA	61.70	19 HD15	19	1,523.99	127.2
2R-aa	61.70	19 HD15	19	1,523.99	71.9
3T-AA	65.55	19 HD15	19	1,618.96	107
3T-aa	65.55	19 HD15	19	1,618.96	148.9
3R-AA	69.31	19 HD15	19	1,711.88	142.9
3R-aa	69.31	19 HD15	19	1,711.88	105.7
4T-AA	73.59	19 HD15	19	1,817.60	163
4T-aa	73.59	19 HD15	19	1,817.60	177.7
4R-AA	78.15	19 HD15	19	1,930.40	182.3
4R-aa	78.15	19 HD15	19	1,930.40	216.8
5T-AA	82.67	23 HD15	23	2,471.80	193.1
5T-aa	82.67	23 HD15	23	2,471.80	197.7
5R-AA	87.87	23 HD15	23	2,627.43	253.9
5R-aa	87.87	23 HD15	23	2,627.43	223
6T-AA	92.46	23 HD15	23	2,764.55	237.9
6T-aa	92.46	23 HD15	23	2,764.55	234.6
6R-AA	98.10	23 HD15	23	2,933.19	212.3
6R-aa	98.10	23 HD15	23	2,933.19	197.8
7T-AA	102.75	23 HD15	23	3,072.11	162.8
7T-aa	102.75	23 HD15	23	3,072.11	171.2
7R-AA	108.91	23 HD15	23	3,256.35	158.7
7R-aa	108.91	23 HD15	23	3,256.35	167.7

Procedimientos Constructivos de Puentes Atirantados

<i>Tirante</i>	<i>Longitud Total (m)</i>	<i>Tipo de Anclaje</i>	<i>Núm. de Torones</i>	<i>Peso (kg)</i>	<i>Fuerza (Ton)</i>
8T-AA	113.43	27 HD15	27	3,981.25	222.1
8T-aa	113.43	27 HD15	27	3,981.25	227.2
8R-AA	119.96	27 HD15	27	4,210.63	240.8
8R-aa	119.96	27 HD15	27	4,210.63	232.9
9T-AA	124.36	27 HD15	27	4,365.07	177.4
9T-aa	124.36	27 HD15	27	4,365.07	184.7
9R-AA	131.23	27 HD15	27	4,606.17	223.3
9R-aa	131.23	27 HD15	27	4,606.17	215.5
10T-AA	135.49	27 HD15	27	4,755.77	277.8
10T-aa	135.49	27 HD15	27	4,755.77	236.9
10R-AA	142.66	27 HD15	27	5,007.44	209.4
10R-aa	142.66	27 HD15	27	5,007.44	226.8
11T-AA	146.80	31 HD15	31	5,916.00	255.9
11T-aa	146.80	31 HD15	31	5,916.00	284
11R-AA	151.24	31 HD15	31	6,095.01	281.6
11R-aa	151.24	31 HD15	31	6,095.01	265.4
12T-AA	158.23	31 HD15	31	6,376.47	232.9
12T-aa	158.23	31 HD15	31	6,376.47	231.8
12R-AA	165.87	31 HD15	31	6,684.44	255.9
12R-aa	165.87	31 HD15	31	6,684.44	274.3
13T-AA	169.67	31 HD15	31	6,837.74	199.8
13T-aa	169.67	31 HD15	31	6,837.74	211.7
13R-AA	177.59	31 HD15	31	7,156.96	220.1
13R-aa	177.59	31 HD15	31	7,156.96	222.2
14T-AA	181.26	31 HD15	31	7,304.82	268.4
14T-aa	181.26	31 HD15	31	7,304.82	249.7
14R-AA	189.36	31 HD15	31	7,631.29	252.3
14R-aa	189.36	31 HD15	31	7,631.29	262.6

**CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS TIRANTES
 PILA NUMERO 4**

<i>Tirante</i>	<i>Longitud Total (m)</i>	<i>Tipo de Anclaje</i>	<i>Núm. de Torones</i>	<i>Peso (kg)</i>	<i>Fuerza (Ton)</i>
1T-AA	37.05	19 HD15	19	915.04	93.20
1T-aa	37.05	19 HD15	19	915.04	75.60
1R-AA	38.49	19 HD15	19	950.60	55.50
1R-aa	38.49	19 HD15	19	950.60	47.20
2T-AA	43.27	19 HD15	19	1,068.84	91.90
2T-aa	43.27	19 HD15	19	1,068.84	122.40
2R-AA	45.82	19 HD15	19	1,131.73	127.20
2R-aa	45.82	19 HD15	19	1,131.73	71.90
3T-AA	51.75	19 HD15	19	1,278.20	107.00
3T-aa	51.75	19 HD15	19	1,278.20	148.90
3R-AA	55.05	19 HD15	19	1,359.66	142.90
3R-aa	55.05	19 HD15	19	1,359.66	105.70
4T-AA	61.55	23 HD15	23	1,840.29	163.00
4T-aa	61.55	23 HD15	23	1,840.29	177.70
4R-AA	65.39	23 HD15	23	1,955.07	182.30
4R-aa	65.39	23 HD15	23	1,955.07	216.80
5T-AA	72.07	23 HD15	23	2,154.98	193.10
5T-aa	72.07	23 HD15	23	2,154.98	197.70
5R-AA	76.32	23 HD15	23	2,281.85	253.90
5R-aa	76.32	23 HD15	23	2,281.85	223.00
6T-AA	83.11	27 HD15	27	2,917.23	237.90
6T-aa	83.11	27 HD15	27	2,917.23	234.60
6R-AA	87.69	27 HD15	27	3,077.99	212.30
6R-aa	87.69	27 HD15	27	3,077.99	197.80
7T-AA	94.42	31 HD15	31	3,804.92	260.40
7T-aa	94.42	31 HD15	31	3,804.92	236.90
7R-AA	99.25	31 HD15	31	3,999.78	228.90
7R-aa	99.25	31 HD15	31	3,999.78	253.90
8T-AA	105.90	31 HD15	31	4,267.81	311.40

<i>Tirante</i>	<i>Longitud Total (m)</i>	<i>Tipo de Anclaje</i>	<i>Núm. de Torones</i>	<i>Peso (kg)</i>	<i>Fuerza (Ton)</i>
8T-aa	105.90	31 HD15	31	4,267.81	300.50
8R-AA	110.94	31 HD15	31	4,470.80	278.10
8R-aa	110.94	31 HD15	31	4,470.80	272.00
9T-AA	117.52	31 HD15	31	4,735.85	315.10
9T-aa	117.52	31 HD15	31	4,735.85	306.70
9R-AA	122.73	31 HD15	31	4,946.02	259.10
9R-aa	122.73	31 HD15	31	4,946.02	226.70
10T-AA	129.20	31 HD15	31	5,206.72	220.80
10T-aa	129.20	31 HD15	31	5,206.72	209.20
10R-AA	134.60	31 HD15	31	5,424.38	284.10
10R-aa	134.60	31 HD15	31	5,424.38	268.40

CAMBIO DE APOYOS

Debido a recomendaciones del proyectista, se decidió cambiar los apoyos de la superestructura por unos apoyos tetrón de fábrica. Dependiendo del tipo de apoyo y de las funciones que tenían que desempeñar cada uno de ellos, se utilizaron tres tipos diferentes de apoyos: apoyo tetrón CD deslizante, apoyo tetrón CD fijo y apoyo tetrón CD GL.

Para todas las operaciones de gateo, se usaron gatos "Everpasher" de 200 y 400 Ton y calzas de concreto con una envoltura de lámina tipo Vallejo. Para recuperar las pendientes entre las pilas y los patines se usaron unas cuñas de mortero seco apelmazado.

El procedimiento que se utilizó para el cambio de apoyos fue básicamente el siguiente:

- * *Colocar calzas y gatos de levantamiento.*
- * *Levantar la estructura.*
- * *Desmontar los apoyos existentes.*

- * *Ubicar las parrillas de refuerzo sobre los bancos de concreto existentes.*
- * *Colocar los apoyos tetrón.*
- * *Cimbrar el aumento del banco de apoyo y colar con grout.*
- * *48 hrs. después del colado (resistencia del grout $> 250 \text{ kg/cm}^2$) bajar la estructura sobre el apoyo tetrón.*
- * *Desmontar los gatos.*
- * *Proteger con pintura anticorrosiva todas las partes de acero descubiertas.*

OBRAS COMPLEMENTARIAS

PARAPETOS

Se utilizaron dos clases de parapeto lateral: el de concreto postensado y el metálico.

El parapeto de concreto se colocó en todas las pilas en una longitud de 28 m (14 m a cada lado de las pilas) y de la pila 6 al estribo 7. Para su colado, se utilizó cimbra tradicional de madera y, una vez que se coló y alcanzó la resistencia requerida, se procedió al insertado del presfuerzo y el tensado.

En todo el claro adicional, se utilizó una pequeña guarnición de concreto de 25 cm de altura y 75 cm de ancho y un parapeto metálico aerodinámico que consta de pilastras que van soldadas a cada 4 m del patín superior de las traves principales y de un pasamanos que está formado por dos canales. Todo el parapeto metálico se fabricó en taller y luego se transportó a la obra para su colocación.

Para la colocación del parapeto metálico fue necesario primero alinear las pilastras y luego soldarlas. Después, conforme se colocaba el pasamanos, este se nivelaba y alineaba. En obra, fue necesario hacer una modificación al parapeto ya que se soldó un medio tubo al pasamanos para darle mayor presentación.

Finalmente, se procedió con la protección anticorrosiva consistente en la pintura del primario y en el acabado final. Estas piezas llegaron "sandblasteadas" del taller.

BARRERA CENTRAL

Toda la barrera central consta de una guarnición de concreto de 25 cm de altura y 60 cm de ancho y de un parapeto metálico aerodinámico que consta de pilastras que van a cada 4 m atornilladas a la guarnición y de un pasamanos que va soldado a las pilastras. (FOTO 4.5.23)

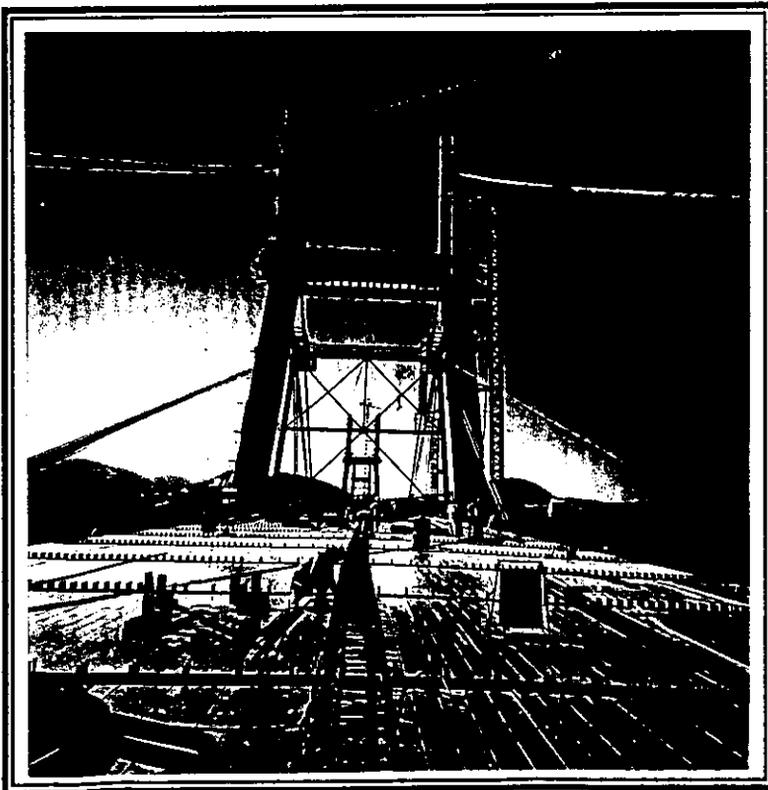


FOTO
4.5.23
*Barrera
Central.*

Para el colado de la guarnición, se utilizó cimbra tradicional de madera. Una vez colada la guarnición se atornillaron las pilastras y se niveló y alineó el pasamanos.

Todo el parapeto metálico se fabricó en taller y posteriormente se mandó a obra para su colocación. En campo únicamente se aumentó un medio tubo a cada lado del pasamanos para darle mayor presentación. A este parapeto metálico fue necesario aplicarle solamente el recubrimiento de acabado ya que estas piezas llegaron “sandblasteadas” y con el recubrimiento necesario.

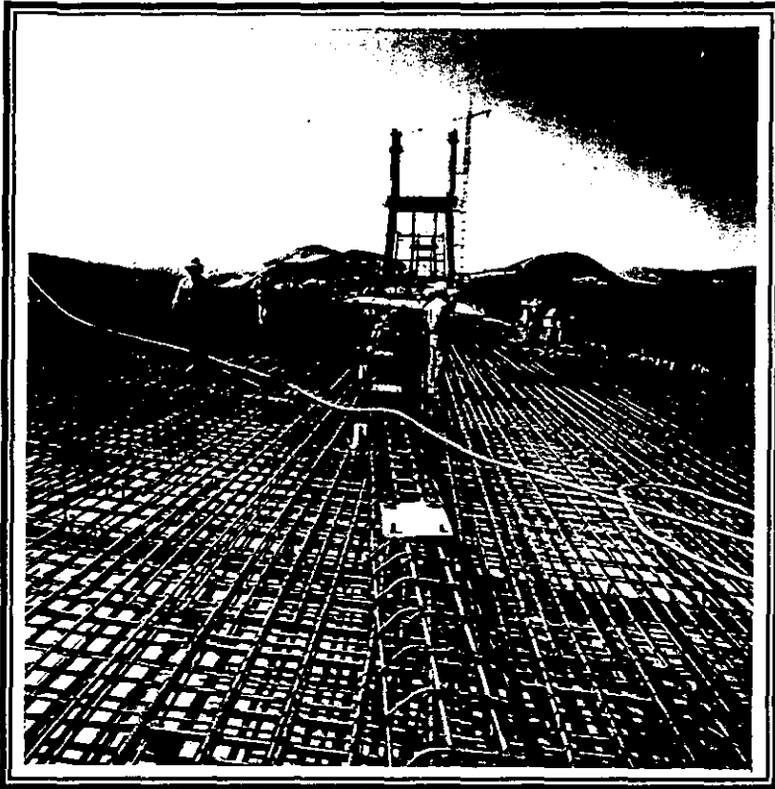
AEROESTABILIZADOR

El aeroestabilizador es una estructura que se diseñó para evitar que el viento ocasionara problemas de estabilidad en la estructura. Esta estructura se colocó únicamente en los claros principales 2-3 y 3-4 y consta de unas armaduras soldadas a la trabe principal por la parte externa y unas láminas que hacen aerodinámicas las armaduras.

Estas armaduras fueron colocadas una vez montadas las dovelas, con ayuda de una pluma, y luego se procedió a soldar las láminas. Las armaduras y las láminas se fabricaron en taller. En obra, únicamente fue necesario colocarlas físicamente y aplicarle el recubrimiento de acabado, ya que el “sandblast” y el recubrimiento primario se realizó previamente.

CARPETA

Una vez que se tuvieron coladas todas las losas, se procedió con el lavado de la superficie, de tal manera que estuviera completamente limpia y se pudiera proceder con el riego de liga. Para la realización del riego de liga se utilizó un material asfáltico rebajado de fraguado rápido, el cual se aplicó con una petrolizadora y a una temperatura de 60 °C. FOTO 4.5.24.



4.5.24 Preparación de la superficie para el colado de la losa de concreto.

Se colocó la carpeta asfáltica con un espesor promedio de 5 cm. Para la realización de la mezcla, se utilizó un 23 % del peso de grava triturada, un 68 % de arena triturada 3/8" a finos y un 9 % de limos, además de un aditivo "Imperquimia" tipo "Paviflex" al 1 %. La carpeta se elaboró en planta a una temperatura mínima de 120 °C y se aplicó a una temperatura mínima de 110 °C.

Para la colocación y control de la rasante, se utilizó una máquina pavimentadora provista de dispositivos o sensores electrónicos, cuya función es la de conservar un reglaje perfecto; la compactación se hizo a una temperatura de 80 °C, con rodillo liso tipo "tándem" metálico.

Por último, se procedió al riego de sello consistente en la aplicación de un material asfáltico, cubierto con una capa de material pétreo para impermeabilizar la carpeta, protegerla del desgaste y proporcionar una superficie antiderrapante. El producto asfáltico que se utilizó fue de fraguado rápido con un aditivo tipo Adiflex RC-40 o Adiflex HRC aplicándose con esparcidores mecánicos.

JUNTA DE DILATACION

Este puente cuenta únicamente con una junta de dilatación la cual está ubicada en el estribo 7.

El tipo de junta que se utilizó fue la CIPEC WP850 AL U la cual es particularmente económica en el caso de gran desplazamiento. Las principales ventajas de este tipo de junta son:

- * Cómodas durante su operación.*
- * Duraderas*
- * Silenciosas*
- * Resistentes a la corrosión*
- * Ausencia de empuje horizontal. Buena adaptación a los movimientos horizontales y verticales de la estructura.*
- * Buena protección de la zona bajo la junta.*
- * Adaptación a todo tipo de estructura (concreto, metálica, mixta).*
- * Fáciles de transportar y colocar (elementos pequeños).*
- * Desmontaje sencillo sin demoler el concreto.*
- * Posibilidad de implantación en obras nuevas o antiguas.*
- * Fácil mantenimiento.*

Para la colocación de la junta fue necesario realizar las siguientes actividades:

- 1.- Dejar la preparación en la losa para la colocación de la junta.*
- 2.- Rellenar la preparación con grava suelta hasta el nivel de la losa.*
- 3.- Colocar la carpeta asfáltica.*
- 4.- Cortar la carpeta asfáltica a paño de la losa con un disco de diamante.*
- 5.- Romper la carpeta asfáltica con rompedora y retirar la grava con un compresor.*
- 6.- Colocar las barras de tensado y el armado de la junta.*
- 7.- Colocar la cimbra de madera e ir colocando y alineando la junta de dilatación.*
- 8.- Colar la reservación de la junta con un concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$.*
- 9.- Una vez que el concreto alcance el 80 % de su resistencia, iniciar el tensado de las barras con un gato Enerpac RCH 302 y con una llave dinamométrica.*
- 10.- Después de terminar el tensado de barras, cortar las puntas con una pulidora.*

LUCES DE OBSTRUCCION

Se optó por el sistema solar ya que las características del puente se prestan para el sistema, el clima es propicio y su mantenimiento es mínimo y sencillo.

Este sistema consta de dos módulos solares, un regulador de voltaje, una fotocelda electrónica, una batería de carga y dos lámparas de corriente

directa de 13 watts que equivalen a un foco de 60 watts, apto para este tipo de señalización.

Se colocaron dos módulos solares por pilón, una fotocelda solar, un acumulador de once placas, un regulador, dos lámparas piloto y un interruptor. En caso de falla de una lámpara, se tiene un interruptor de paso para encender la otra lámpara.

PRUEBA DE CARGA

El objetivo de realizar la prueba de carga en este caso al Puente Mezcala, no es establecer su grado de seguridad sino verificar la respuesta de la estructura en relación a las hipótesis del proyecto.

En este caso, se decidió hacer la prueba de carga estática, la cual consistió en seis casos diferentes. Para hacer estas pruebas, se utilizaron un máximo de diez camiones de 45 Ton cada uno y cuadrillas de topografía para sacar nivelaciones del tablero y comprobar la verticalidad del mástil antes, durante y después de cada caso.

Debido a que se requería una temperatura estable durante la prueba, fue necesario realizarla de noche, por lo que duró dos días terminarla en su totalidad.

El número de camiones y su posición para cada uno de los casos (FIGURA IV-15) fue el siguiente:

CASO 1 *Se utilizaron cuatro camiones en el claro 5-6; dos en el carril aguas arriba y dos en el carril aguas abajo.*

CASO 2 *Se utilizaron cuatro camiones en el claro 4-5; dos en el carril aguas arriba y dos en el carril aguas abajo.*

CASO 3 *Se utilizaron diez camiones; cinco colocados en el claro 2-3 en el carril aguas arriba y cinco colocados en el claro 3-4 en el carril aguas abajo.*

CASO 4 *Se utilizaron cuatro camiones en el claro 1-2; dos en el carril de aguas arriba y dos en el carril aguas abajo.*

CASO 5 *Se utilizaron diez camiones en el claro 3-4; cinco en el carril aguas arriba y cinco en el carril aguas abajo.*

CASO 6 *Se utilizaron diez camiones en el claro 2-3; cinco en el carril aguas arriba y cinco en el carril aguas abajo.*

CONCLUSIONES

OBJETIVO: *Establecer los alcances del trabajo, en referencia a los objetivos propuestos y las conclusiones generales del estudio.*

Los puentes atirantados son, hoy en día, un ejemplo del avance tecnológico en procedimientos de construcción; es por esta razón, la necesidad de la realización de este trabajo y dar una muestra, al estudiante de ingeniería, de obras importantes y técnicamente interesantes y, además dar un impulso a ingenieros mexicanos para que continúen construyendo obras de tal magnitud, no sólo puentes, sino obras que muestren al mundo la técnica de la ingeniería en México, y estar a la vanguardia en el conocimiento tecnológico.

Otro de los objetivos de este trabajo fue dar a los estudiantes de ingeniería una opción más de consulta de un tema de gran interés y contribuir en su preparación profesional de una manera positiva.

El trabajo da a conocer a los puentes atirantados como una muestra de la evolución en las técnicas constructivas de puentes. Se especifican todos los sistemas que componen a un puente atirantado y se establece la composición de dichos sistemas incluyendo la subestructura, tanto en cimentación y pilas del puente, la superestructura, con el sistema de dovelas o tableros, los pilones y el sistema de cables.

Se describió en forma ilustrativa el puente "Mezcala", en la autopista México - Acapulco.

Se puso de manifiesto el aprovechamiento de todos los materiales, tanto el concreto reforzado, el postensado y los diferentes tipos de aceros, además de los procedimientos constructivos más importantes como el izaje y el empujado de dovelas, en el caso del puente "Mezcala", y la rapidez con la que se ejecutó la obra de una forma efectiva en un lapso de tan sólo 24 meses y que coloca a la ingeniería mexicana a la vanguardia en el diseño y la construcción de puentes.

Los objetivos del trabajo se cumplieron con relación al estudio de los puentes atirantados desde el punto de vista de los procedimientos constructivos que se aplican con tecnología de punta.

Los puentes, y en general todas las obras de ingeniería, son un legado de técnica, conocimiento y experiencia; y es por eso, que por medio de este trabajo, se trata de impulsar a la ingeniería mexicana en la búsqueda de nuevas y mejores técnicas de construcción.

ANEXO 1

Figuras Capítulo 4
“Aplicaciones Prácticas de
un Puente en México”

FIGURA I

*Puente Mezcala
(Primera alternativa de
cruce del río Balsas).*

FIGURA II

Pilas

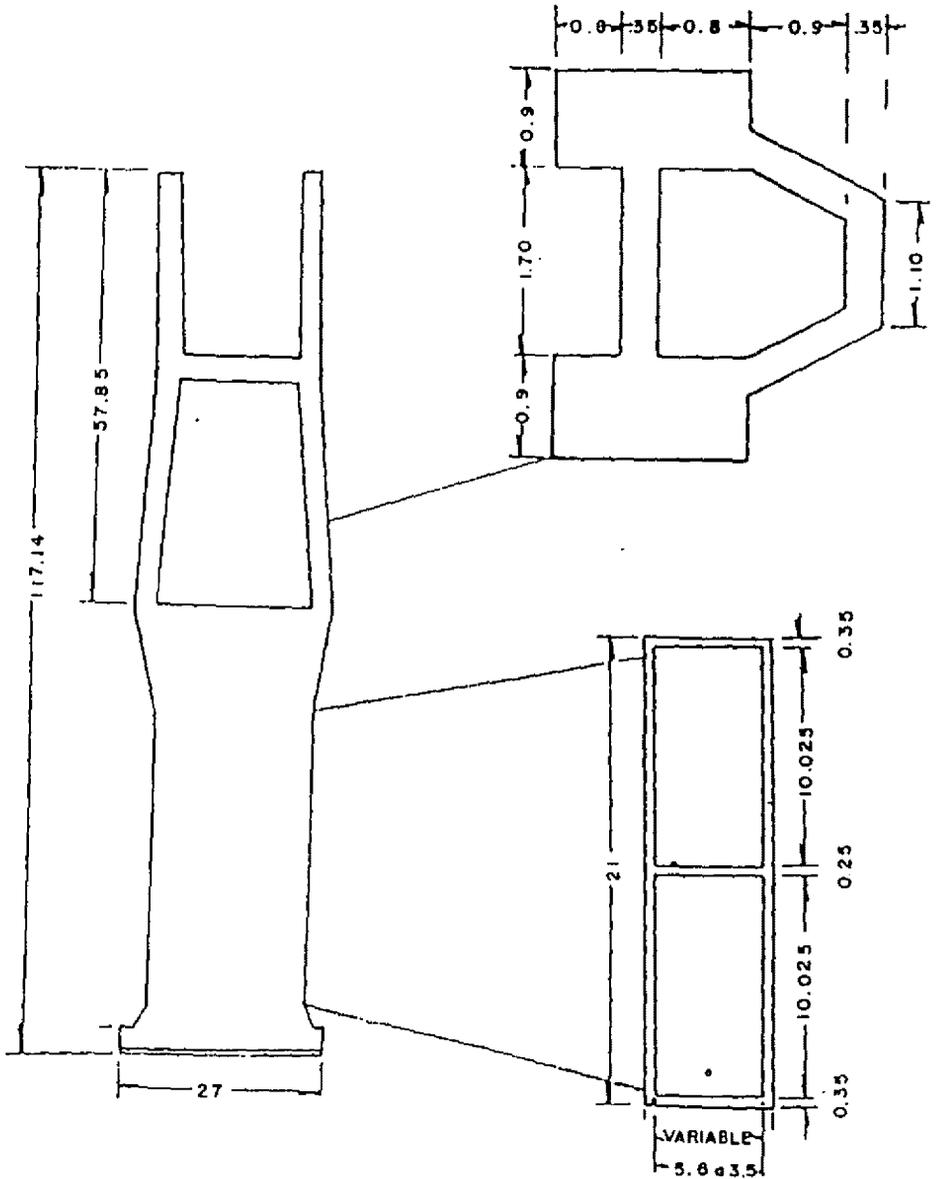


FIGURA : II. 1.- PILA 2

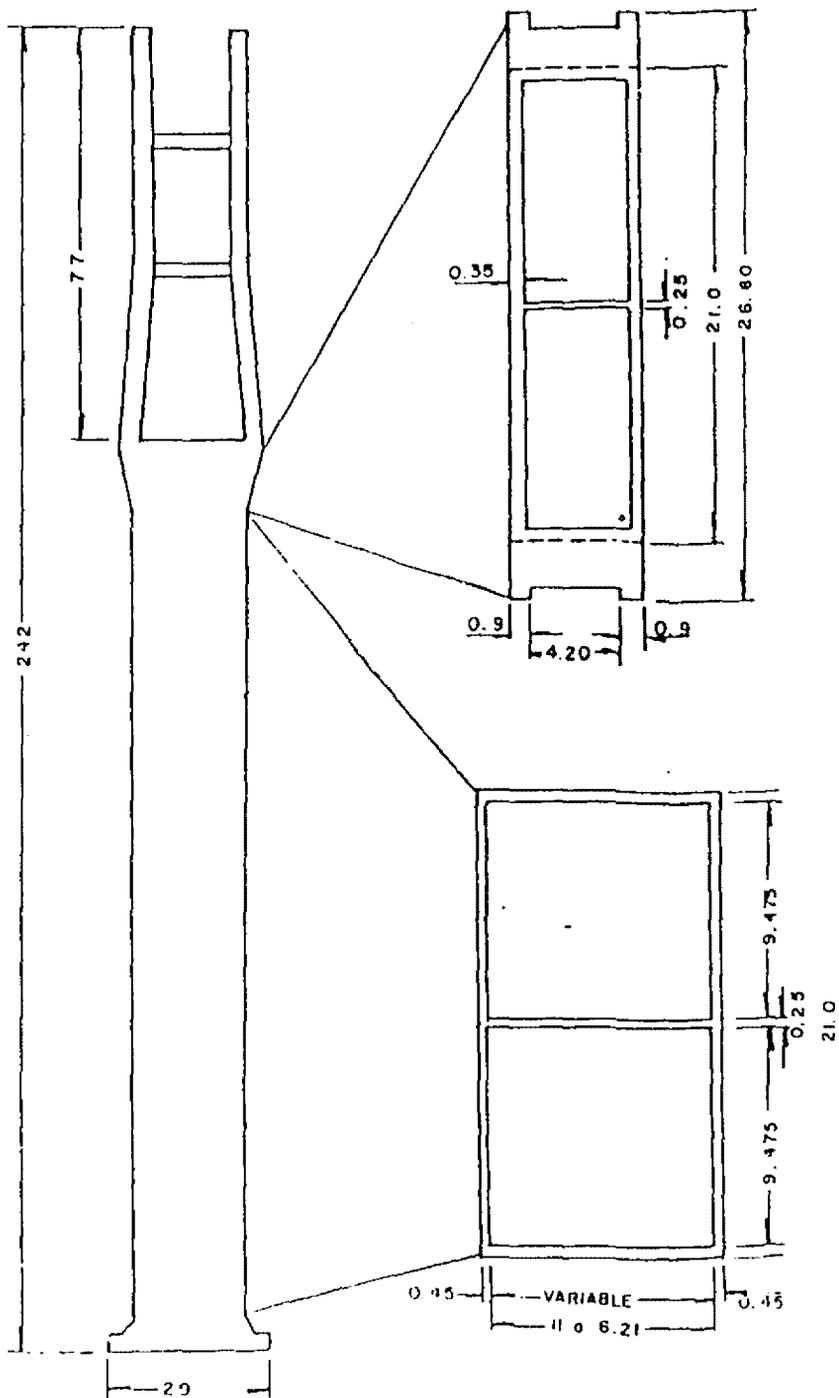


FIGURA: II. 2.- PILA 3

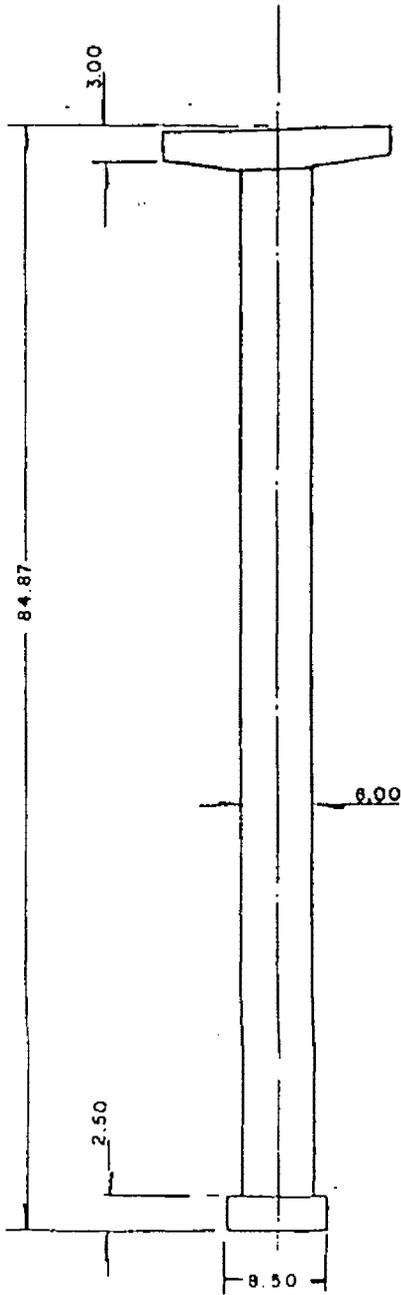


FIGURA: II . 4.- PILA 5

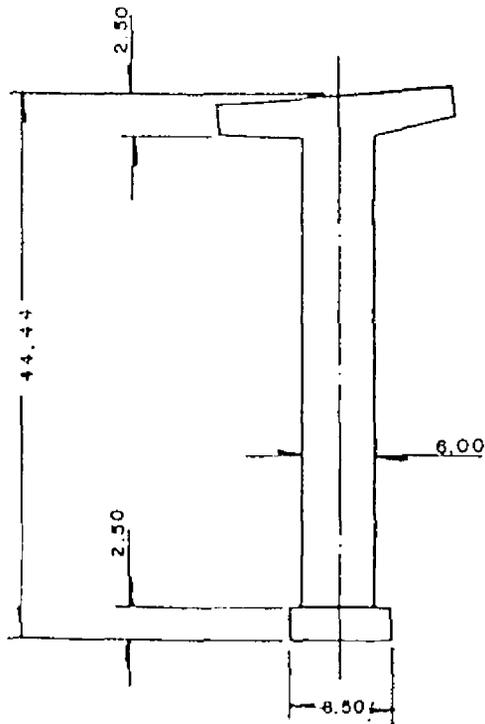
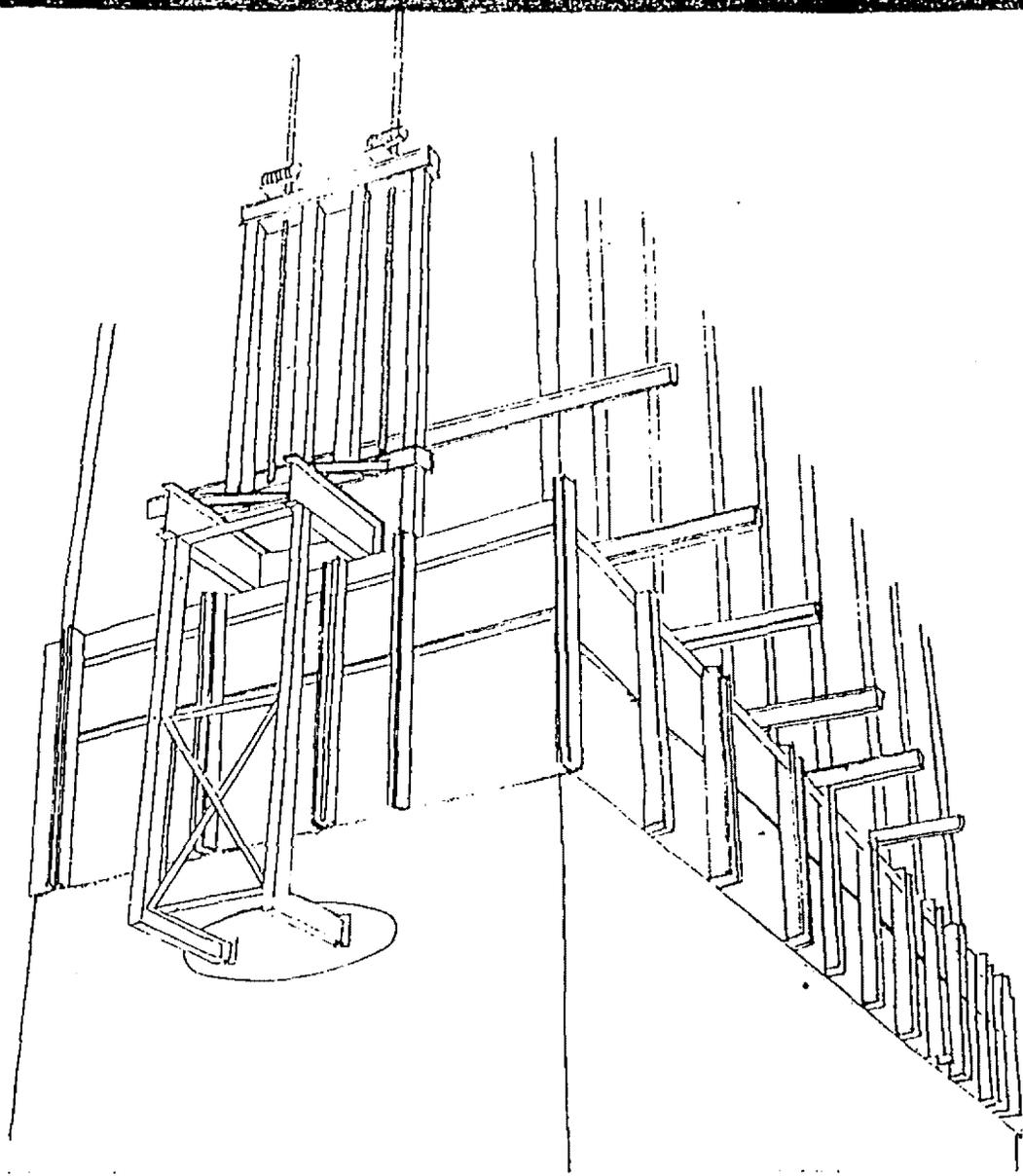


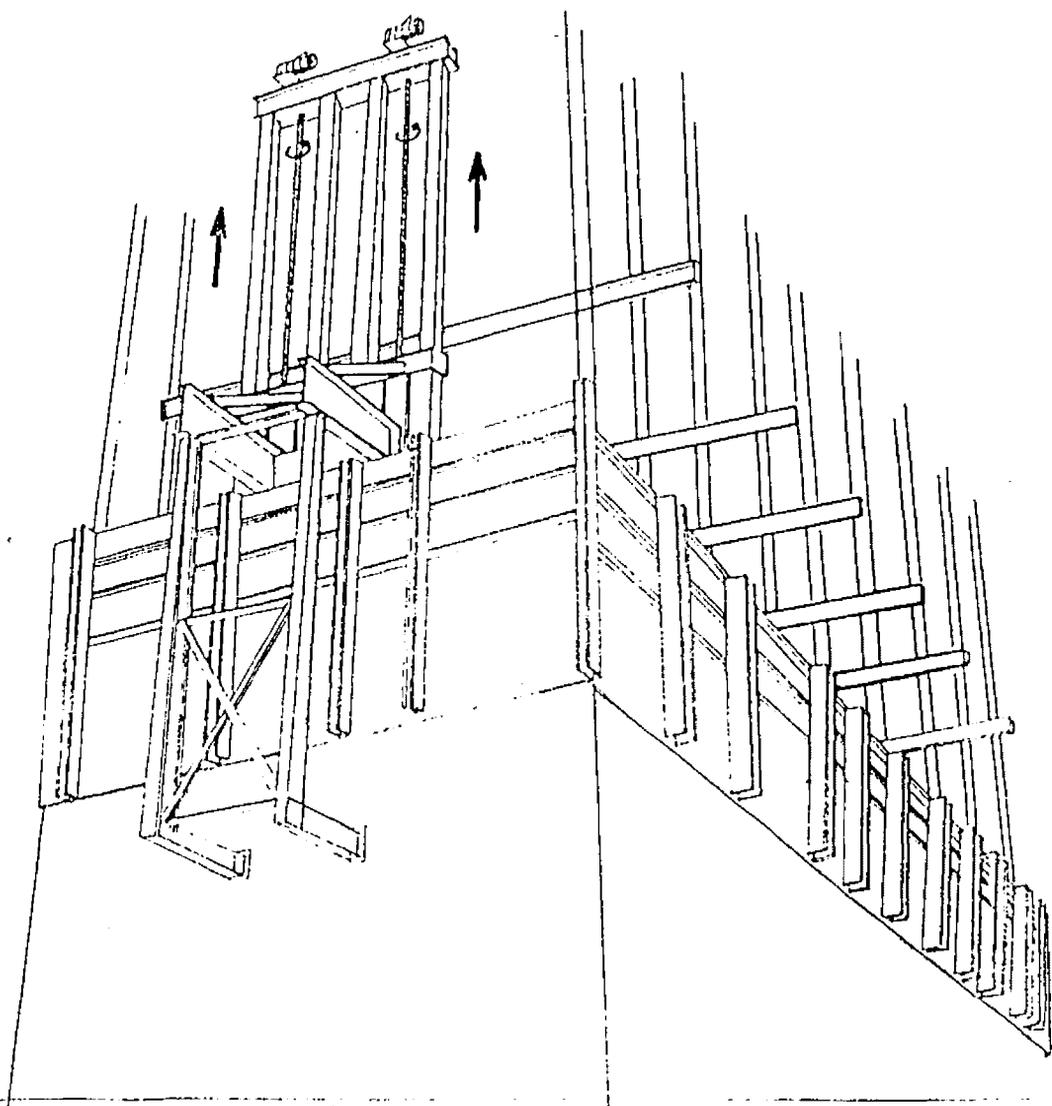
FIGURA II 5.-PILA 6

FIGURA IV.1

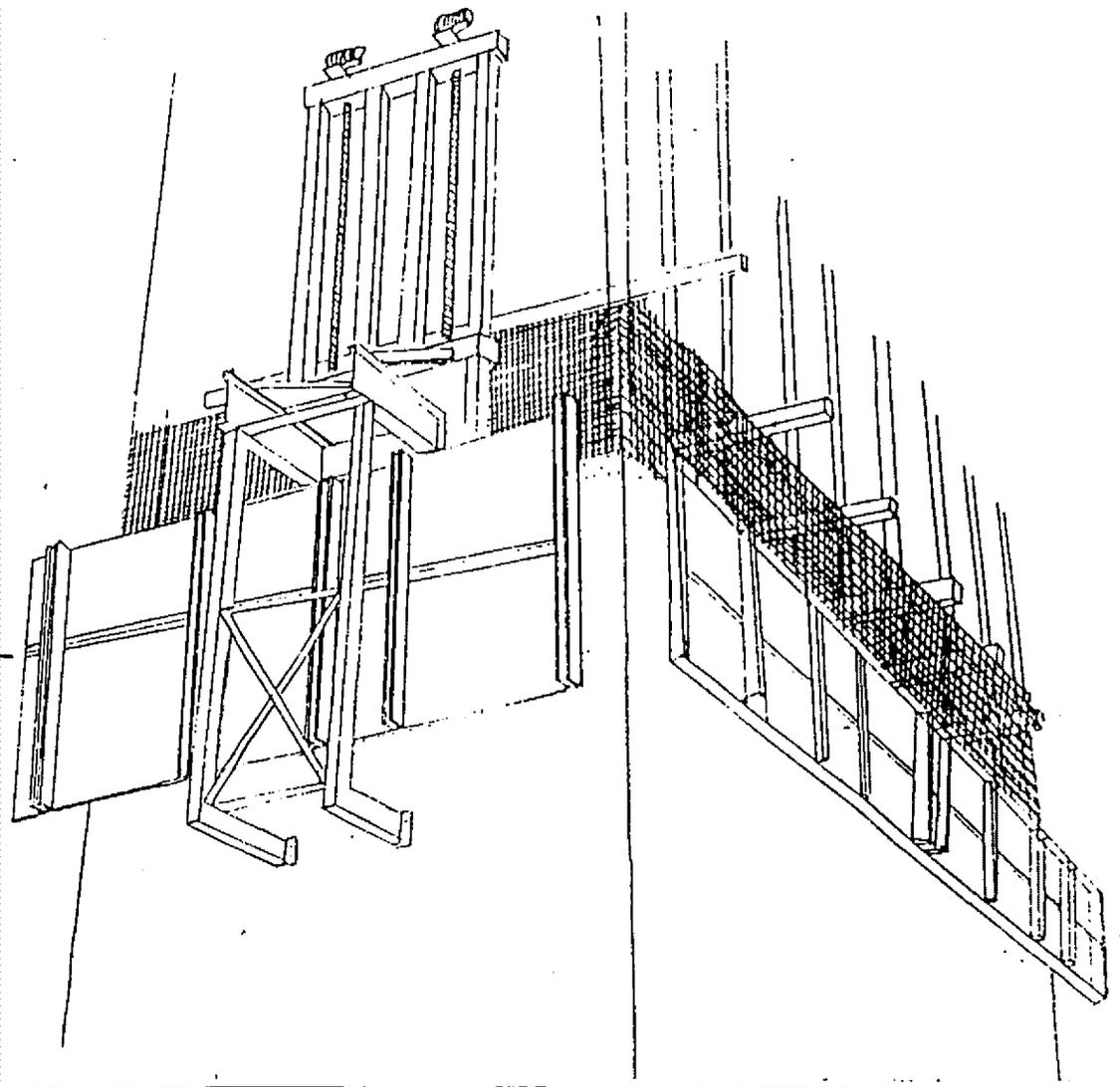
*Cimbra autotrepante
(Procedimiento de
trepado)*



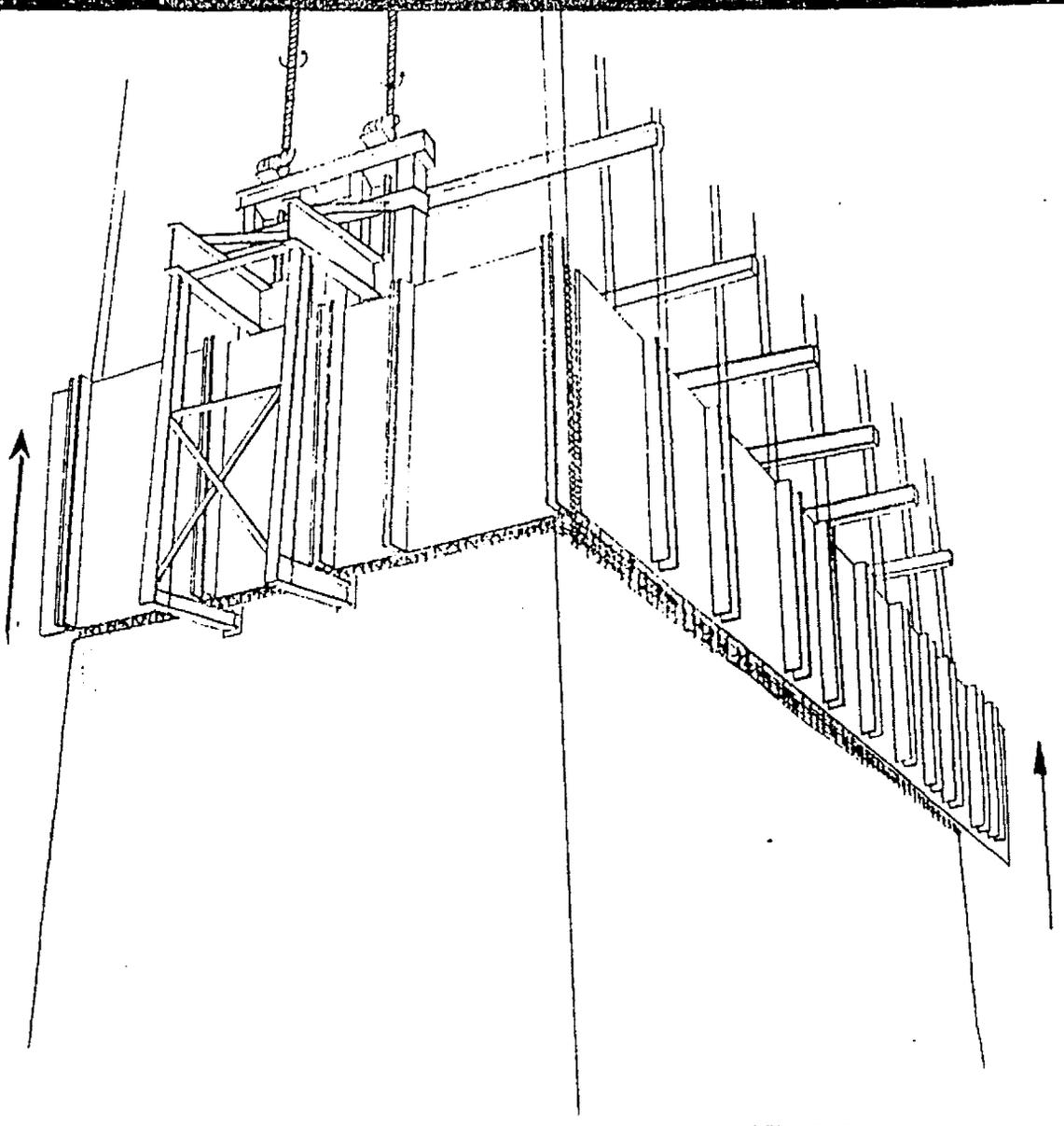
FIJACION DE APOYOS INFERIORES A LA PUL



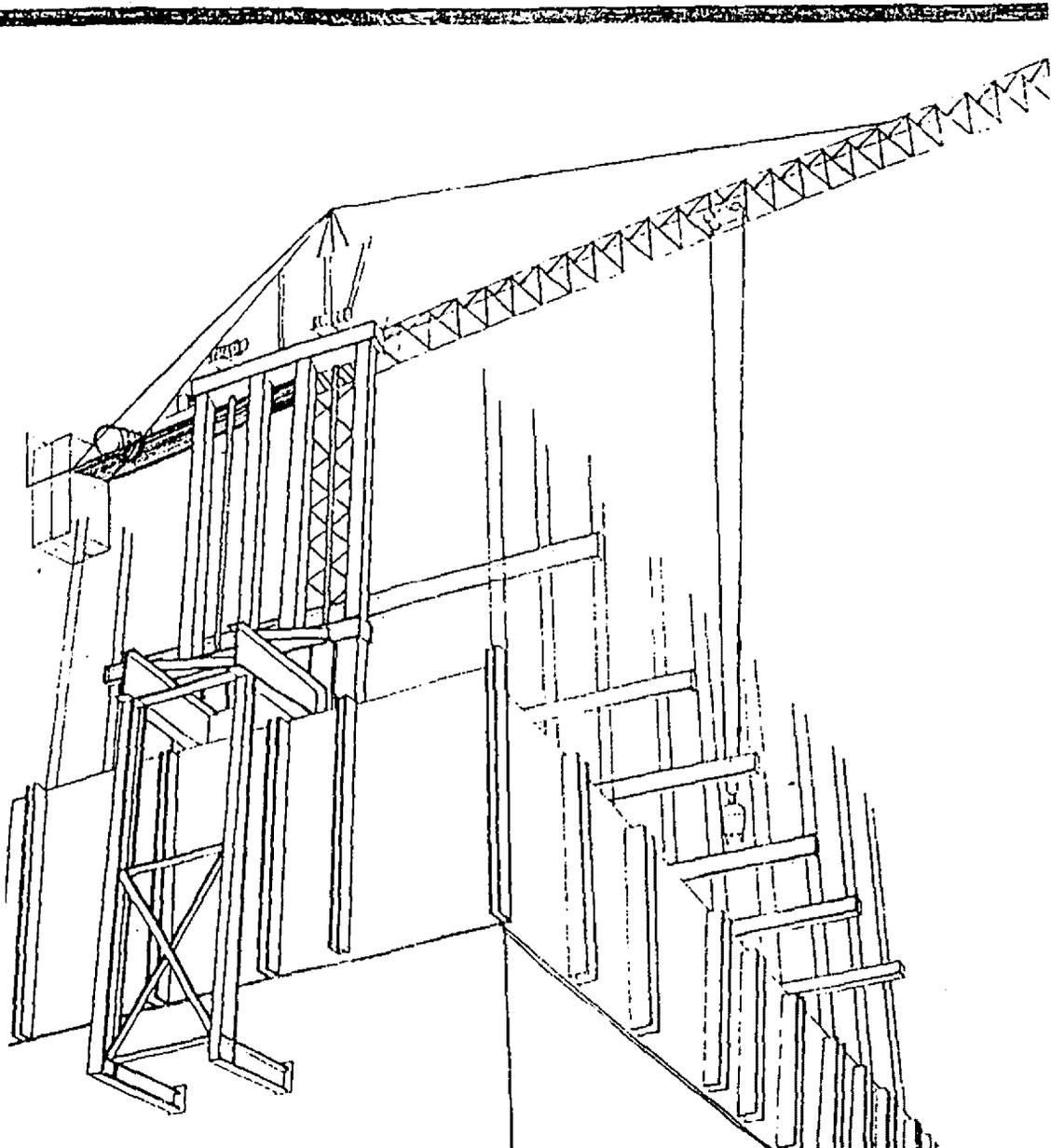
IZAJES DEL SISTEMA DE APOYO



DESCIMBRADO



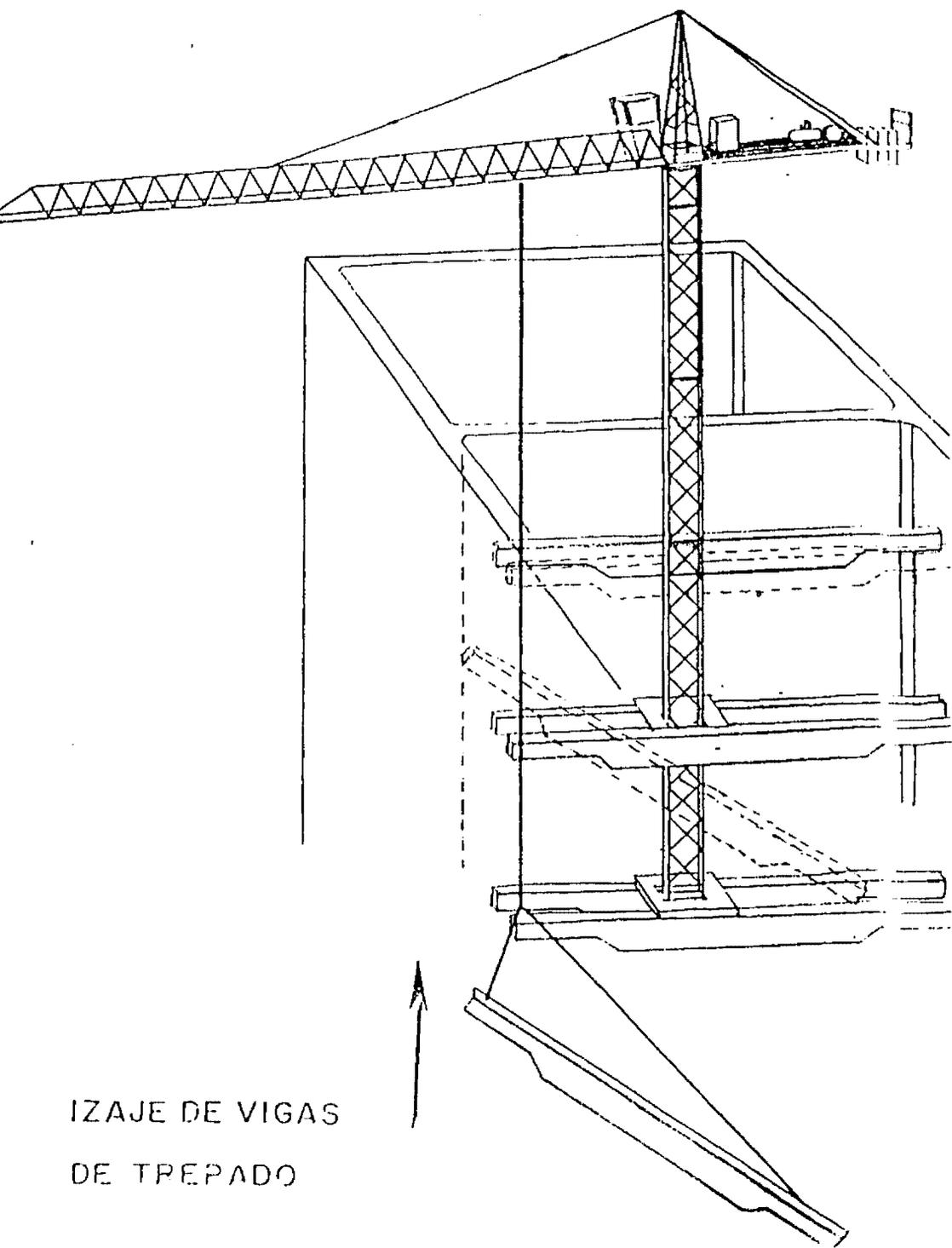
TREPADO DE CIMBRA



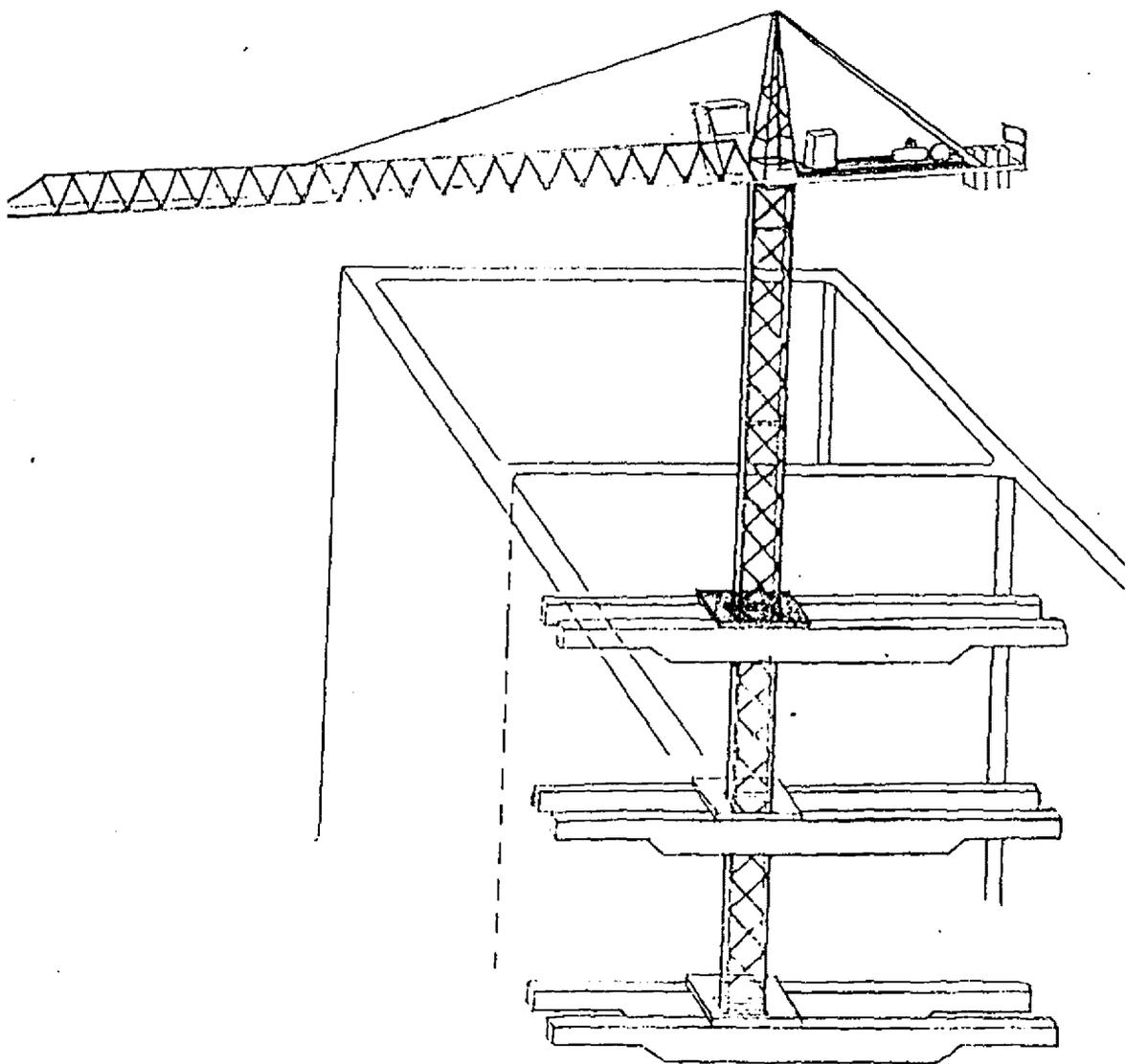
TROQUELADO, ALINEAMIENTO Y COLADO

FIGURA IV.2

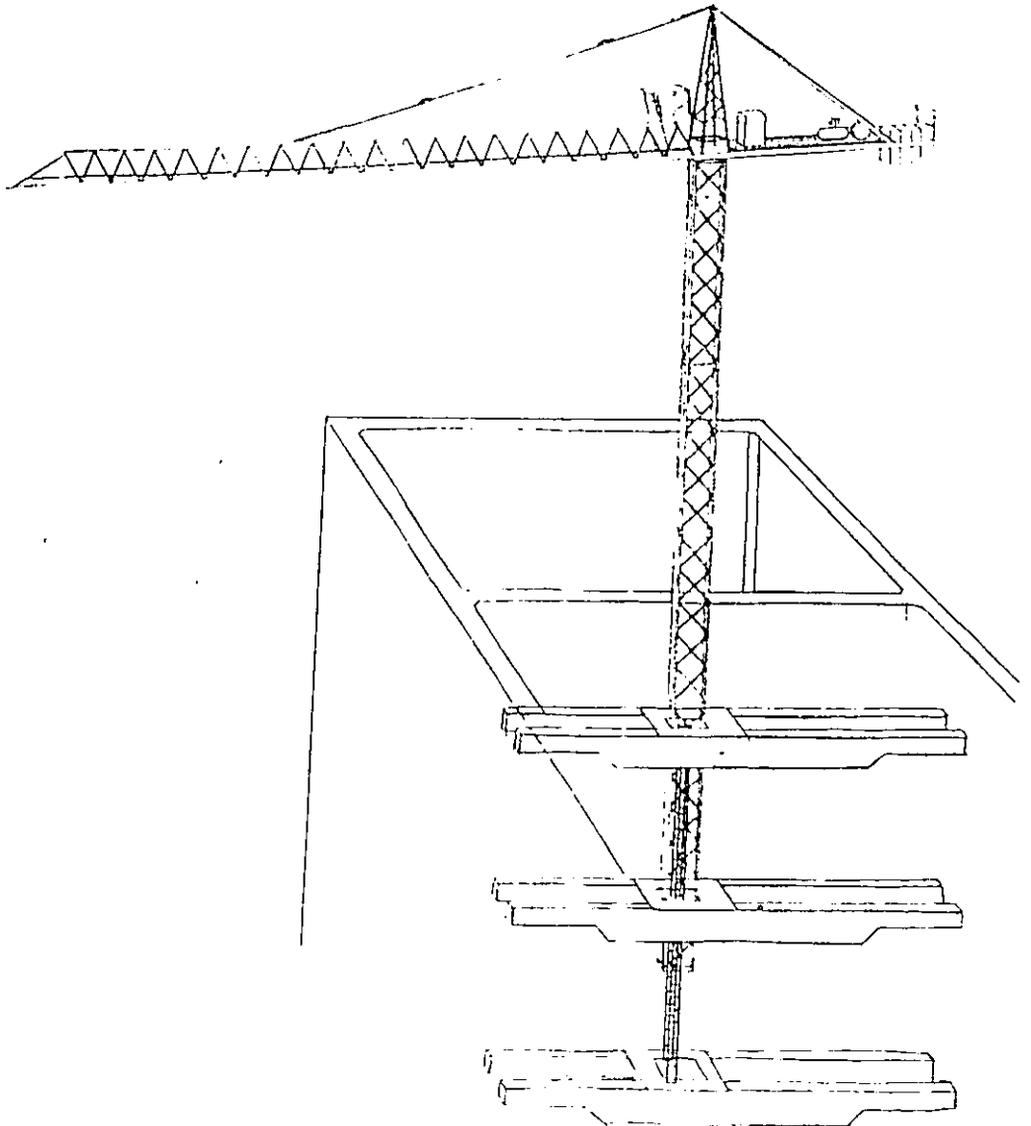
*Grúa trepadora
(Procedimiento de
trepado)*



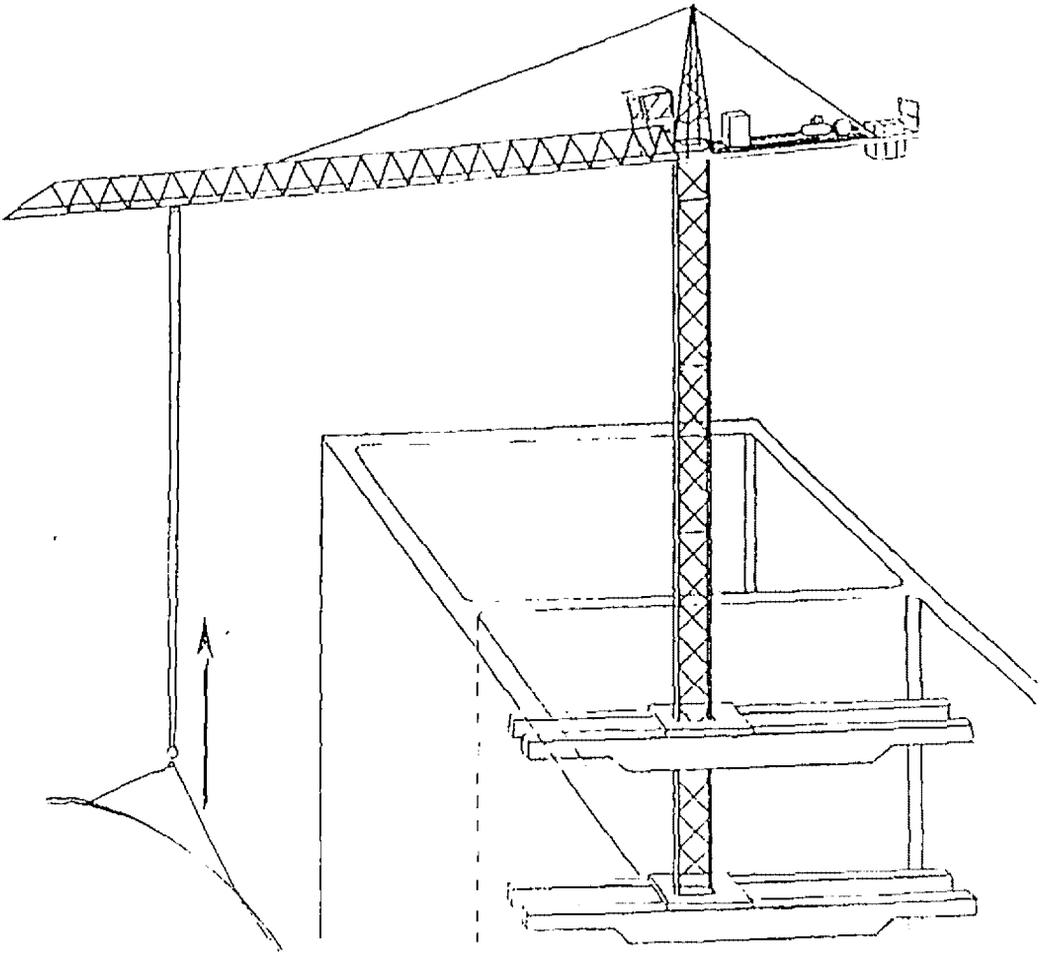
IZAJE DE VIGAS
DE TREPADO



IZAJE DE MARCO O CINTURON DE TREPADO



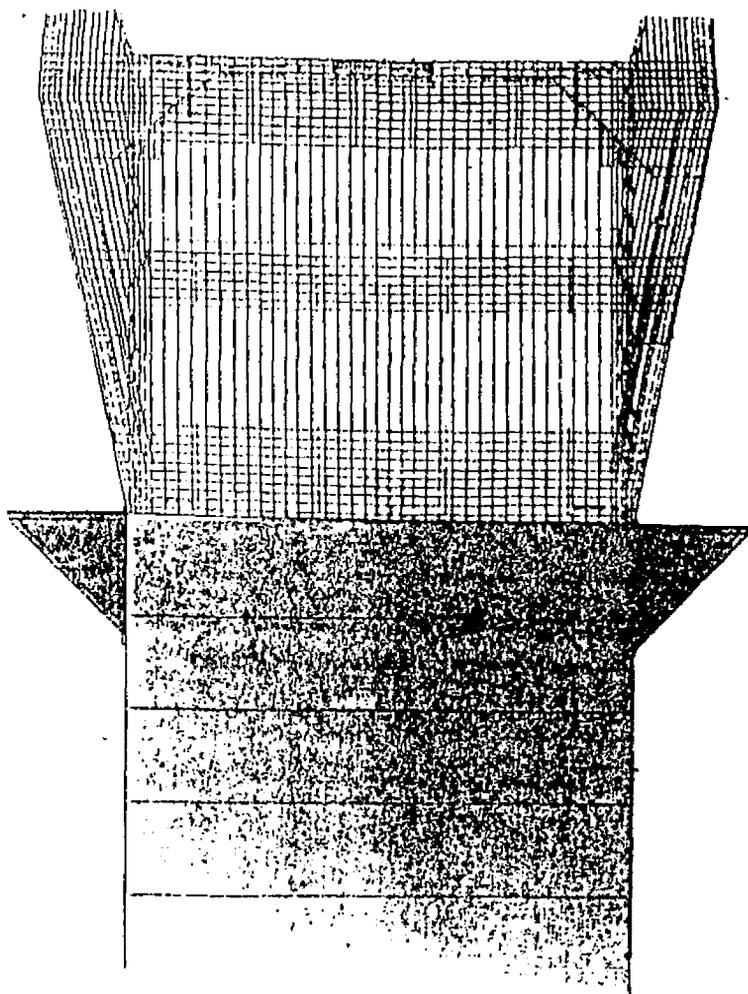
TREPADO DE LA GRUA



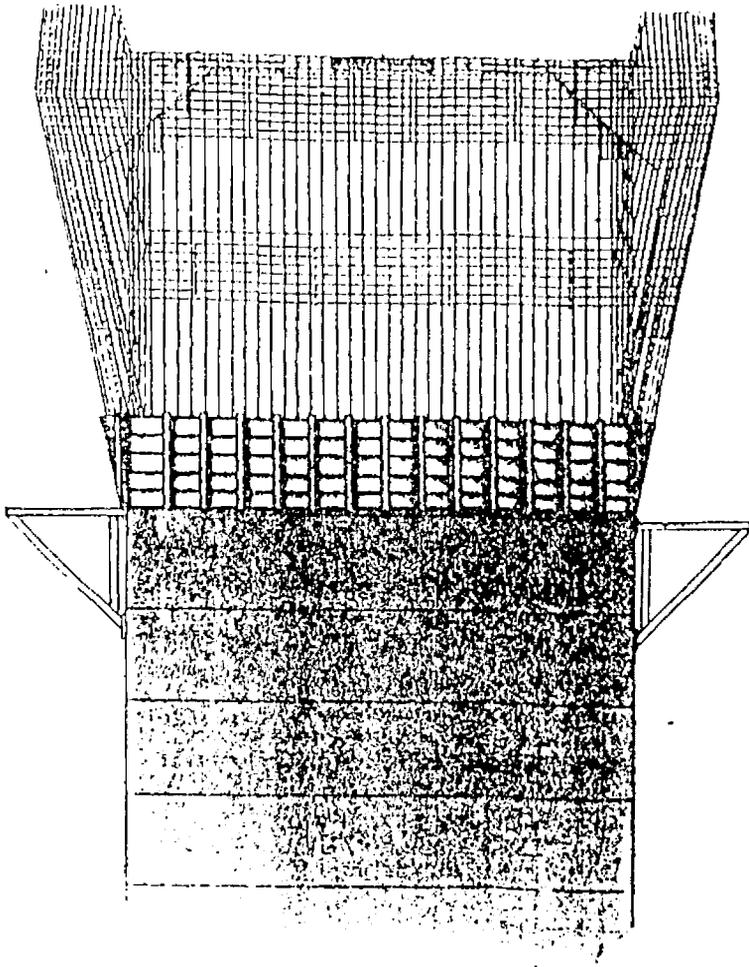
FIJACION Y OPERACION

FIGURA IV.3

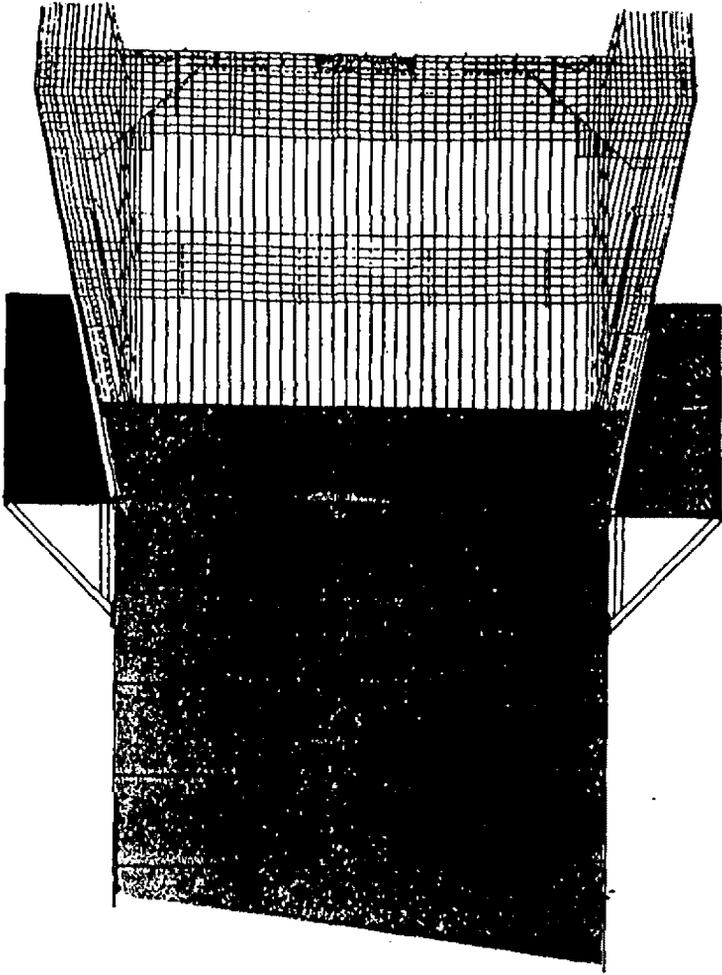
*Transición de pilas
principales*



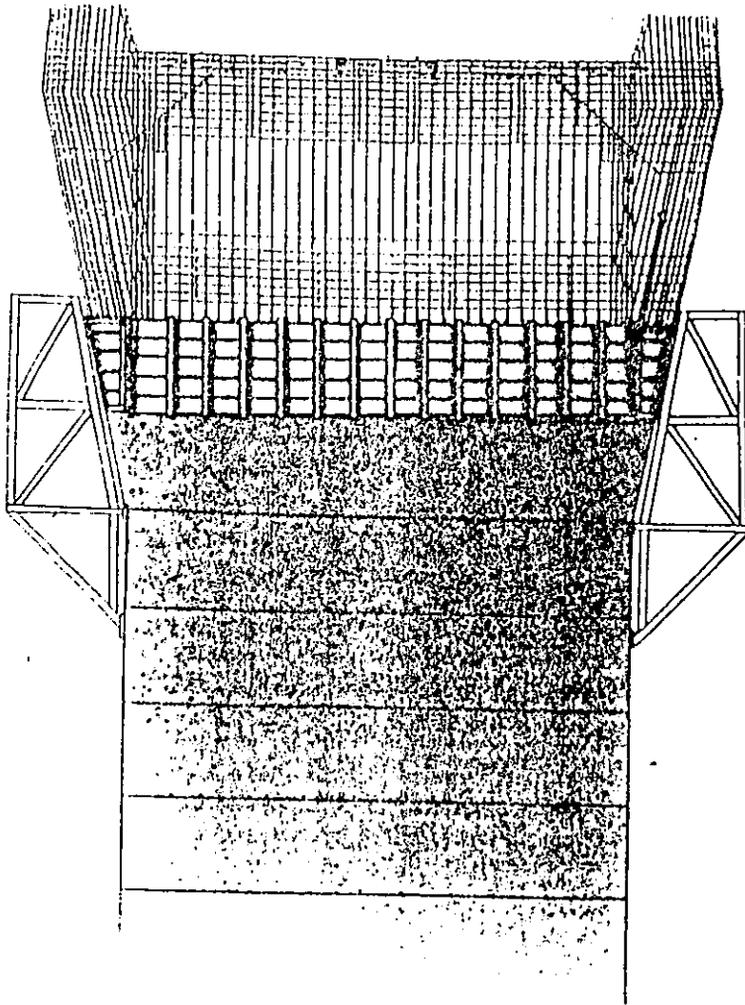
FASE No. 1



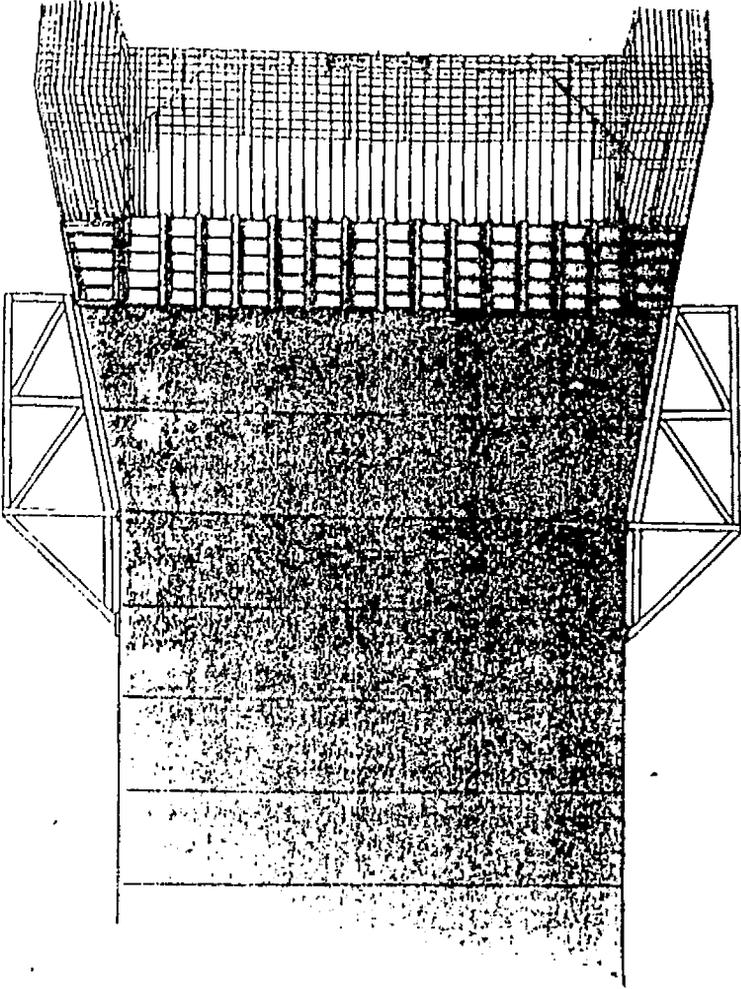
FASE No. 2



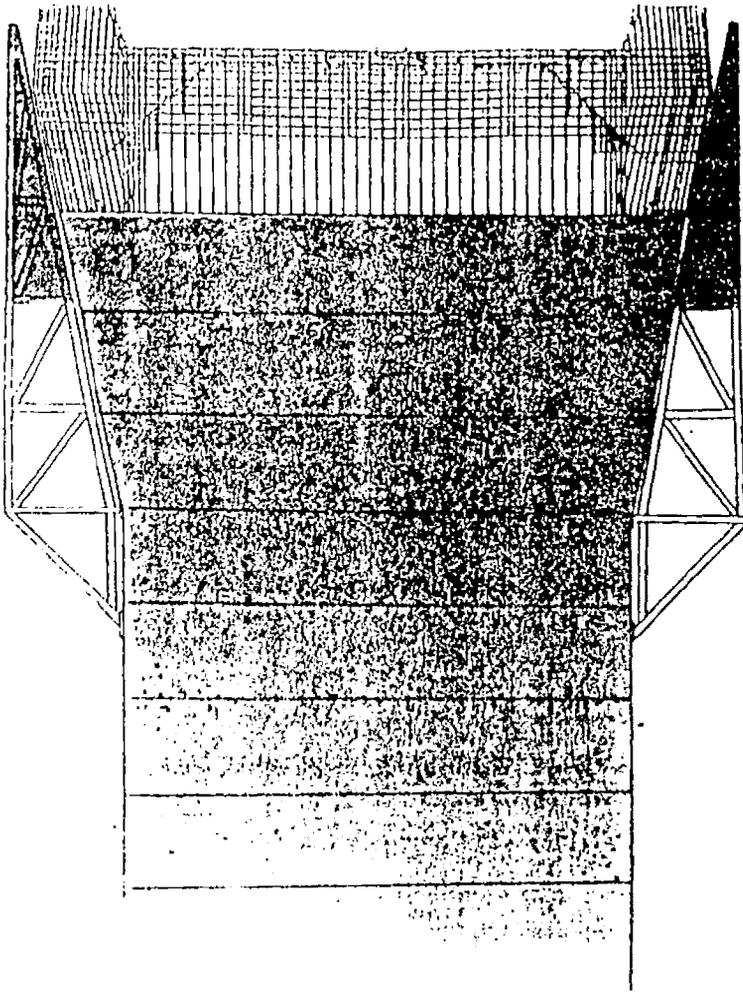
FASE No 3



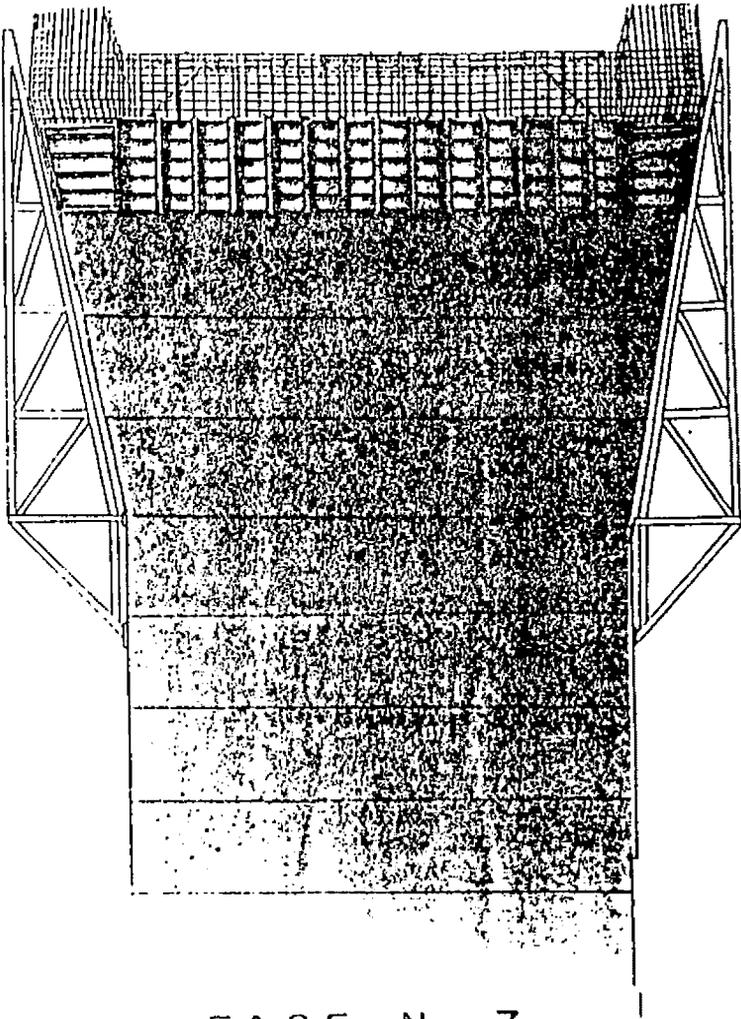
FASE No. 4



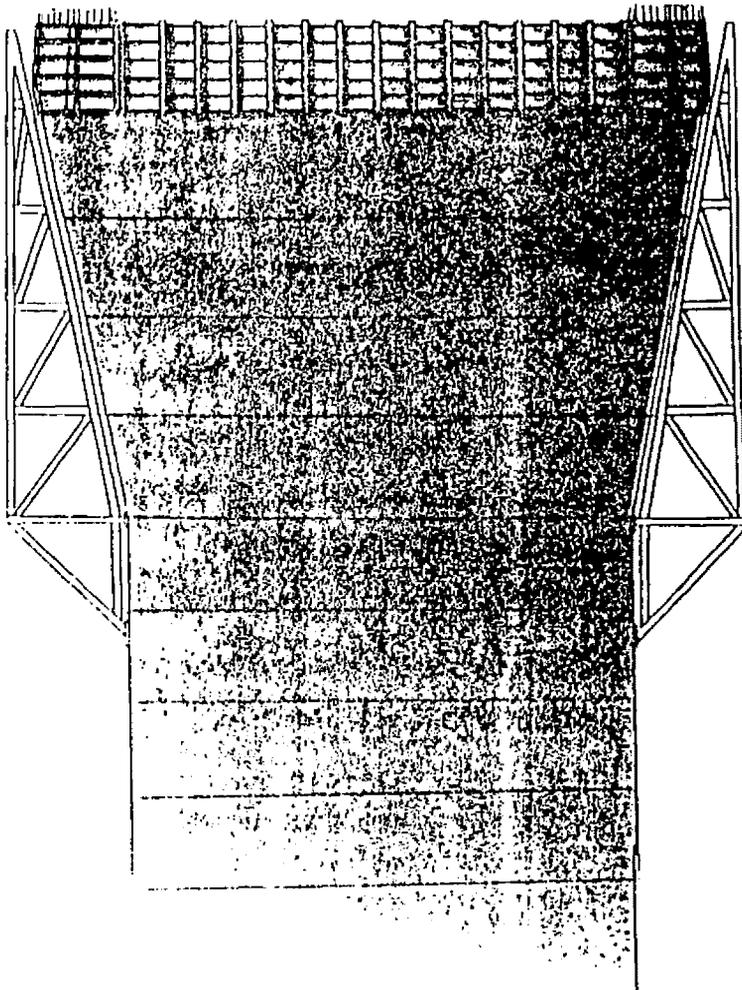
FASE No. 5



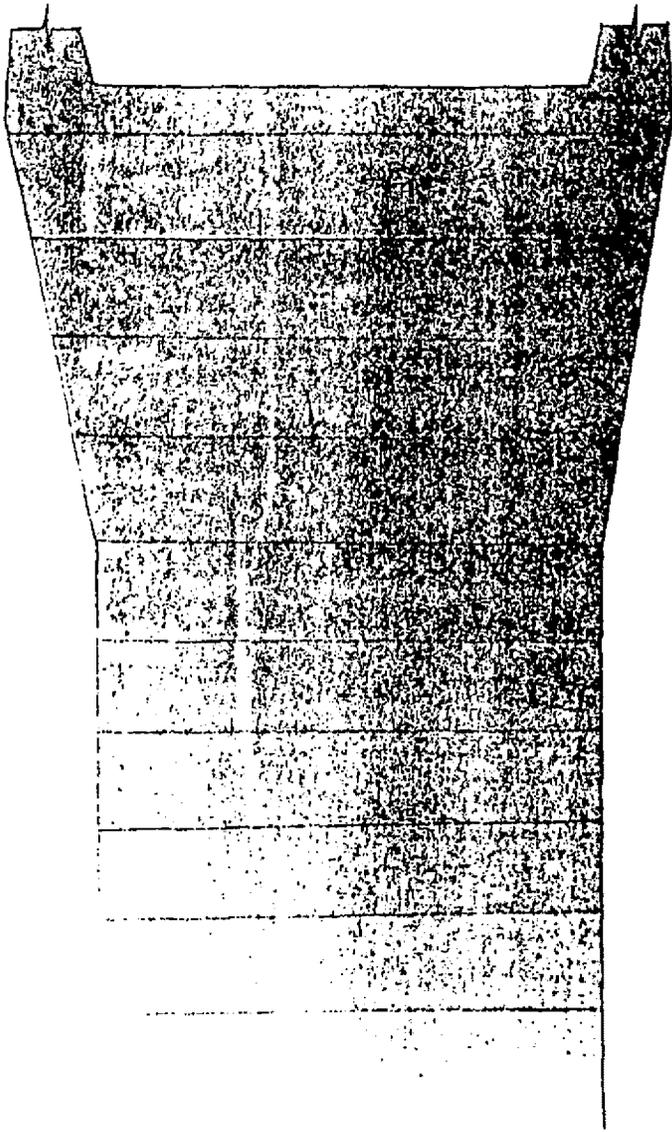
FASE No. 6



FASE No. 7



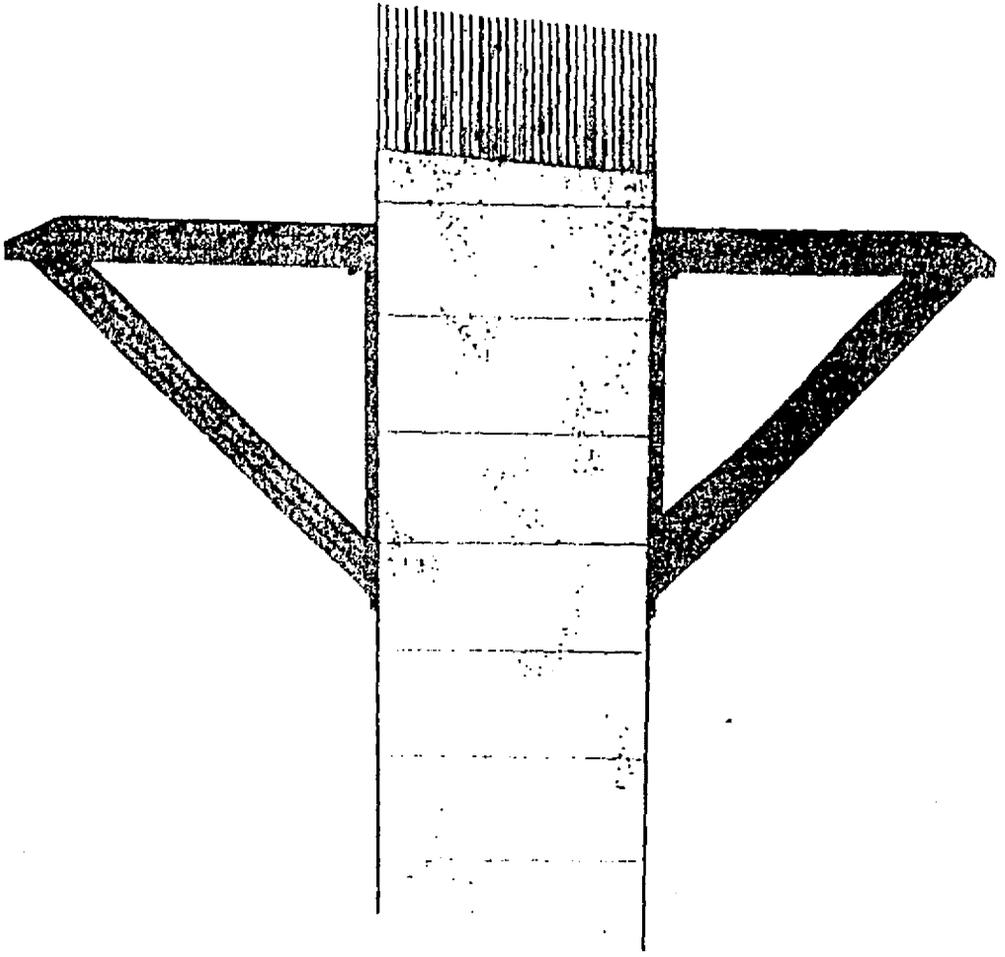
FA S E N o . 8



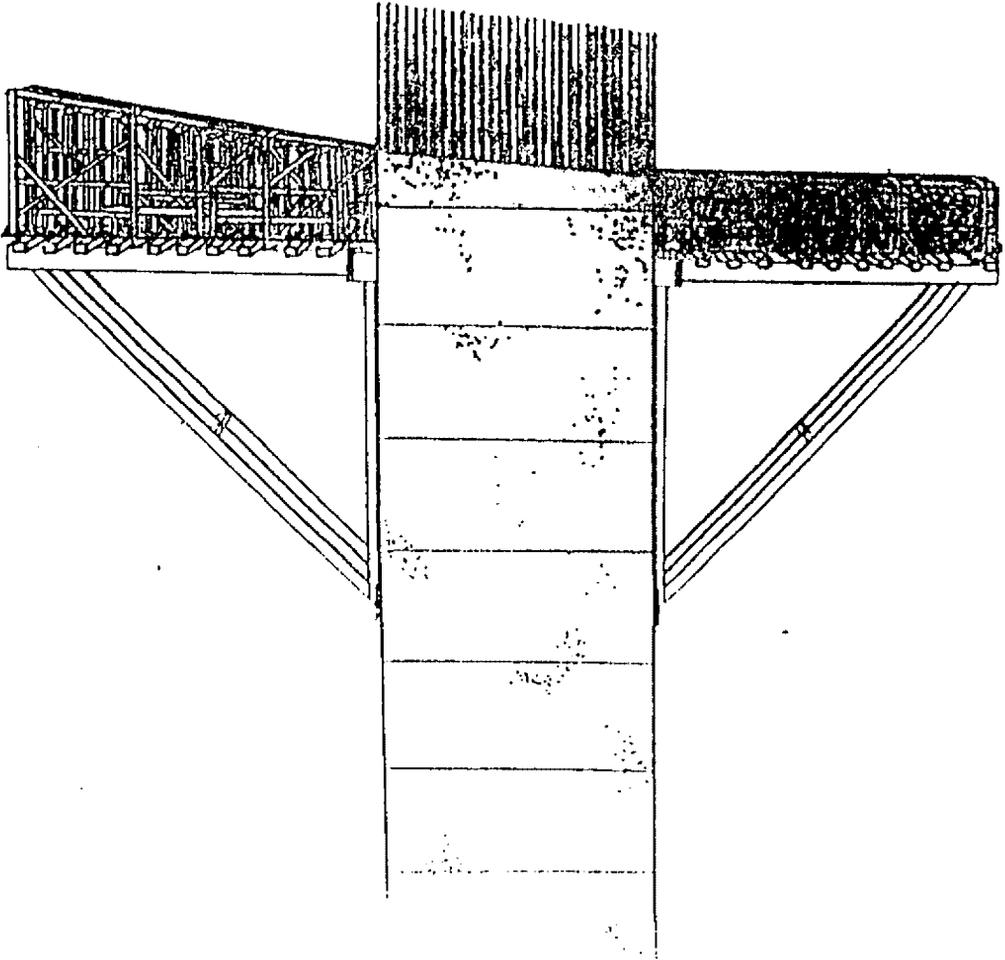
FASE No. 9

FIGURA IV.4

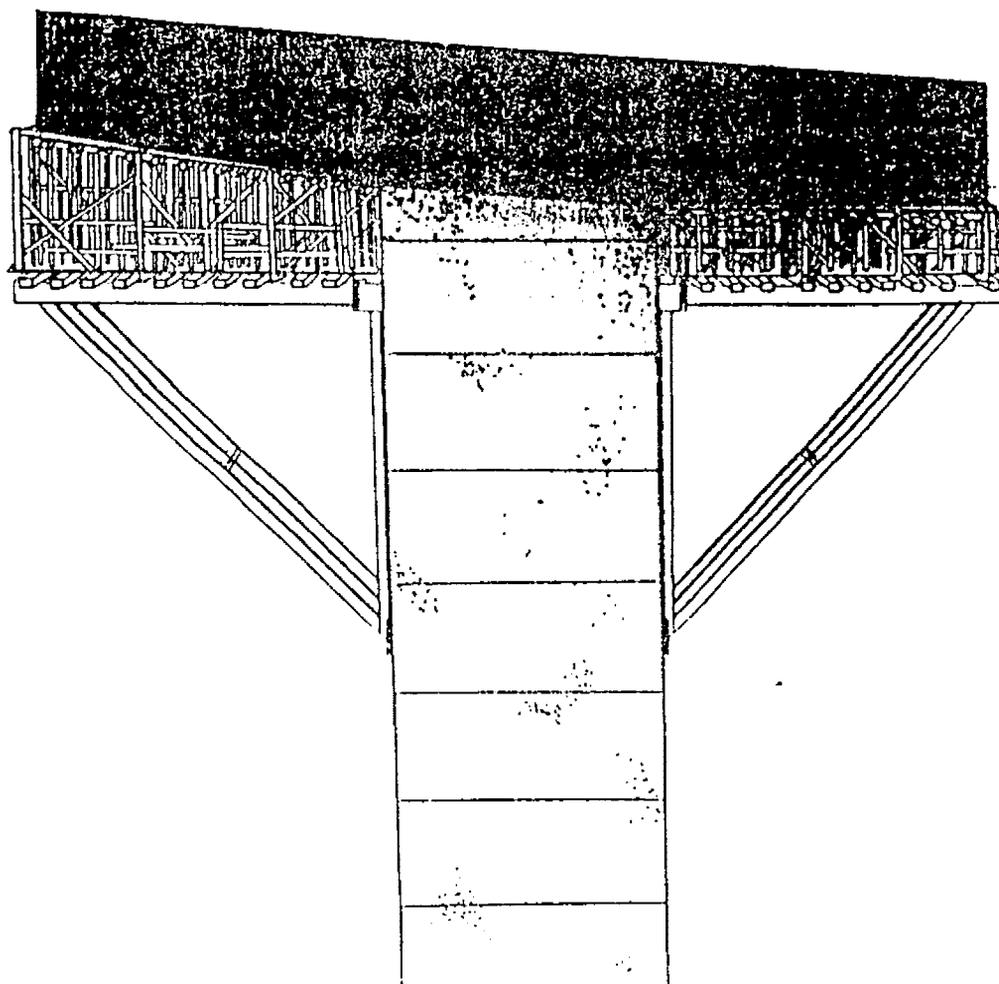
*Cabezal de pilas
secundarias*



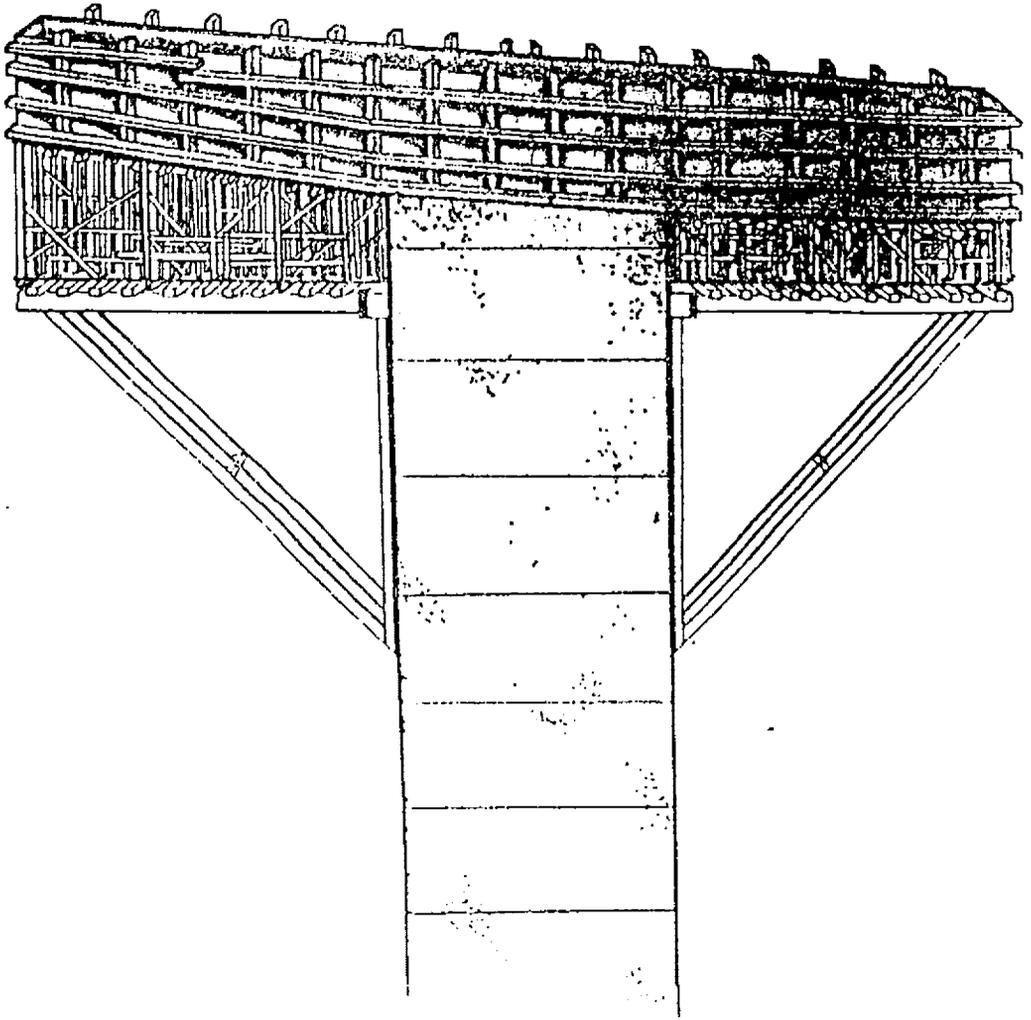
FA SE No. I



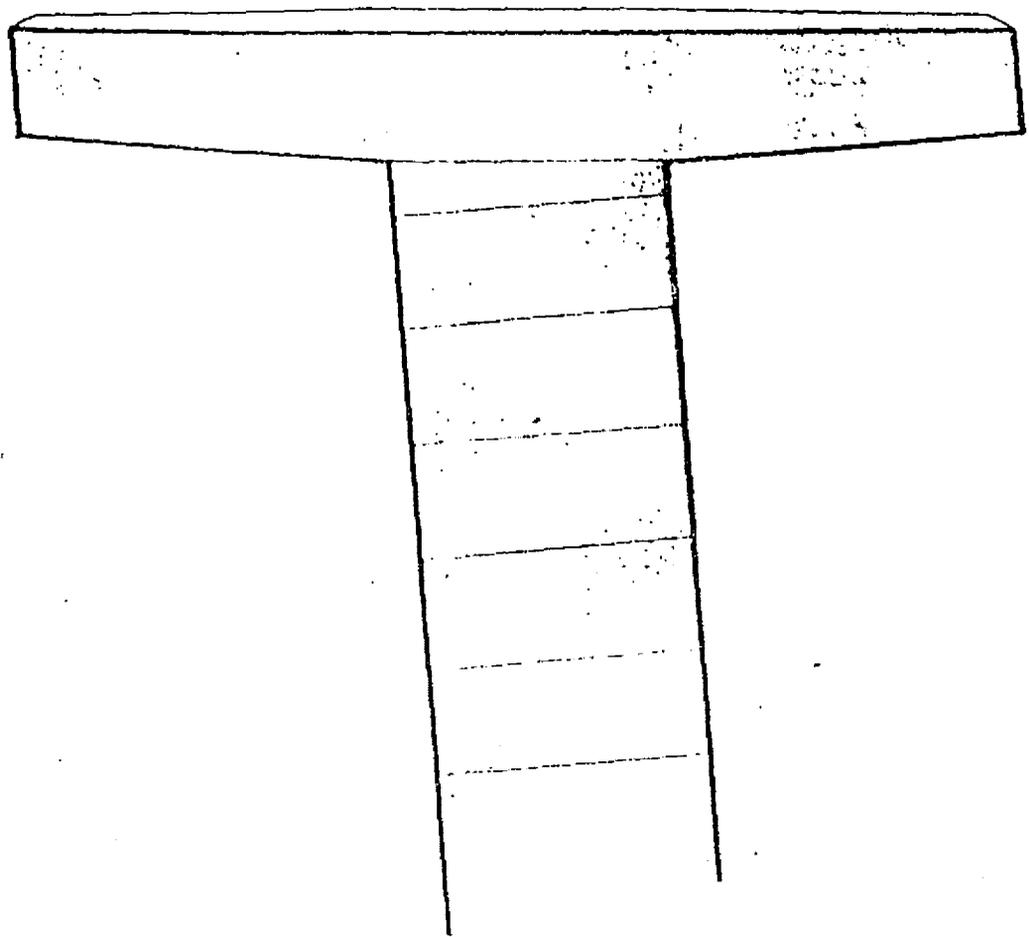
FASE No. 2



FASE No. 3



FASE No. 4



FASE No. 5

FIGURA IV.5

Sistema de empuje

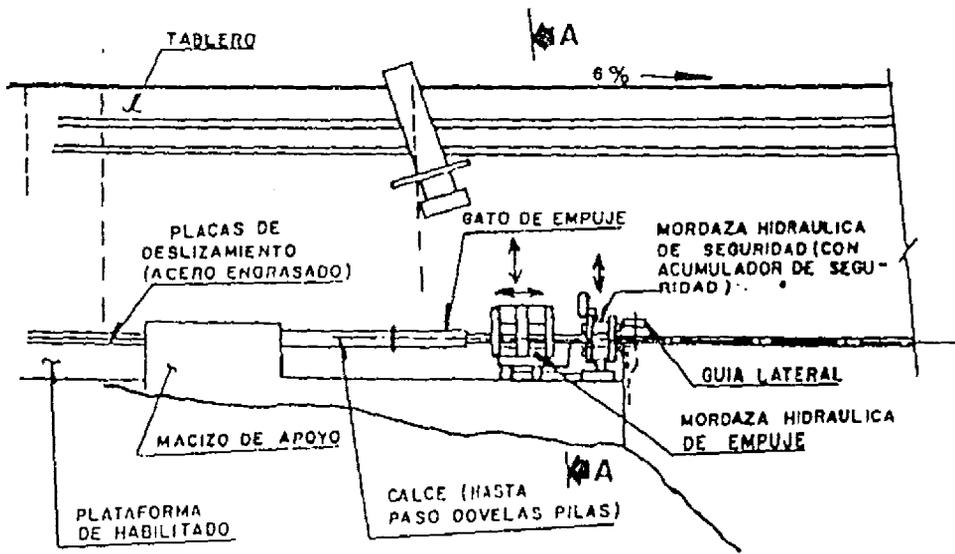
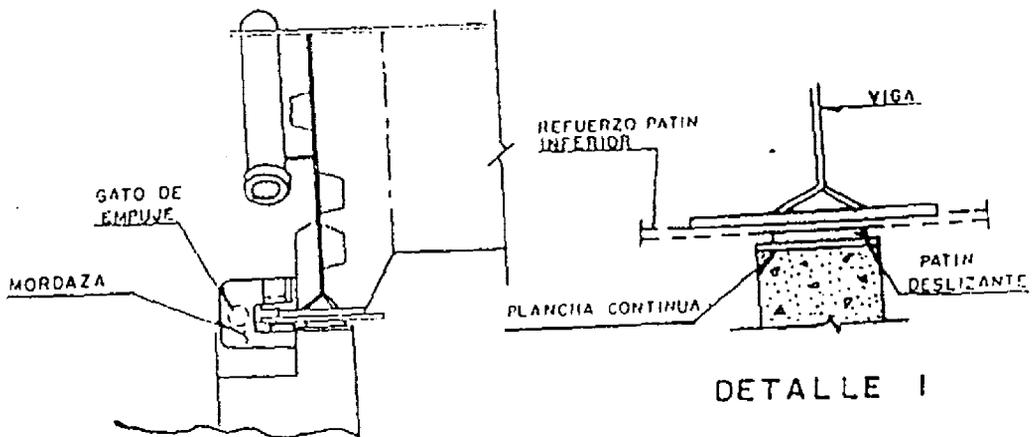


FIGURA IV.5.- SISTEMA DE EMPUJE

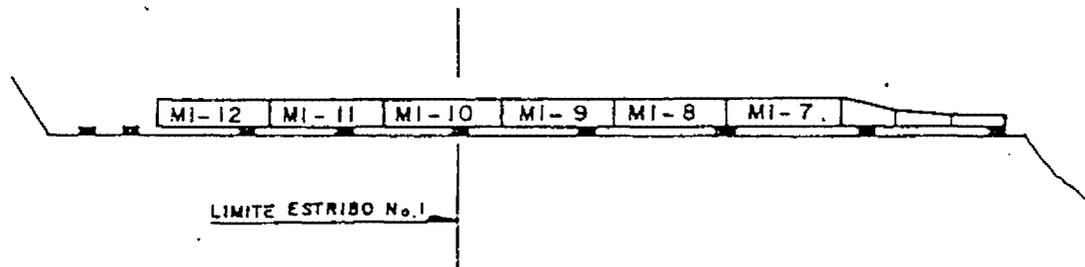


SECCION A-A

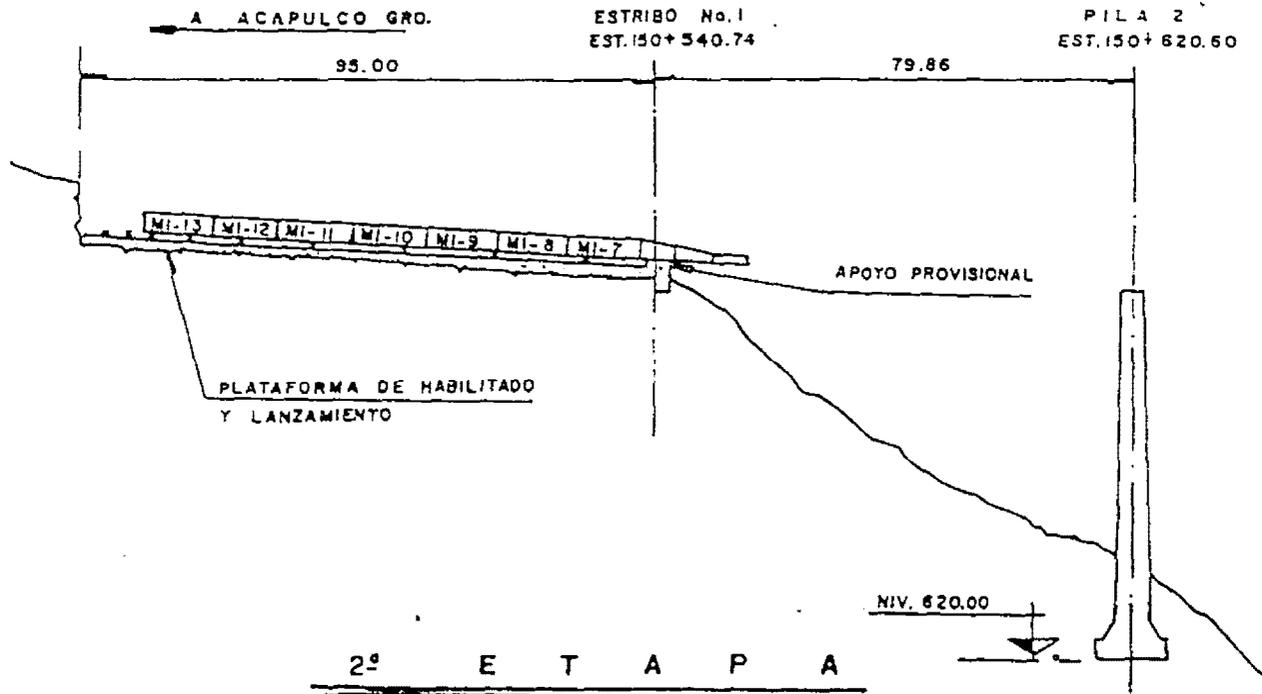
DETALLE I

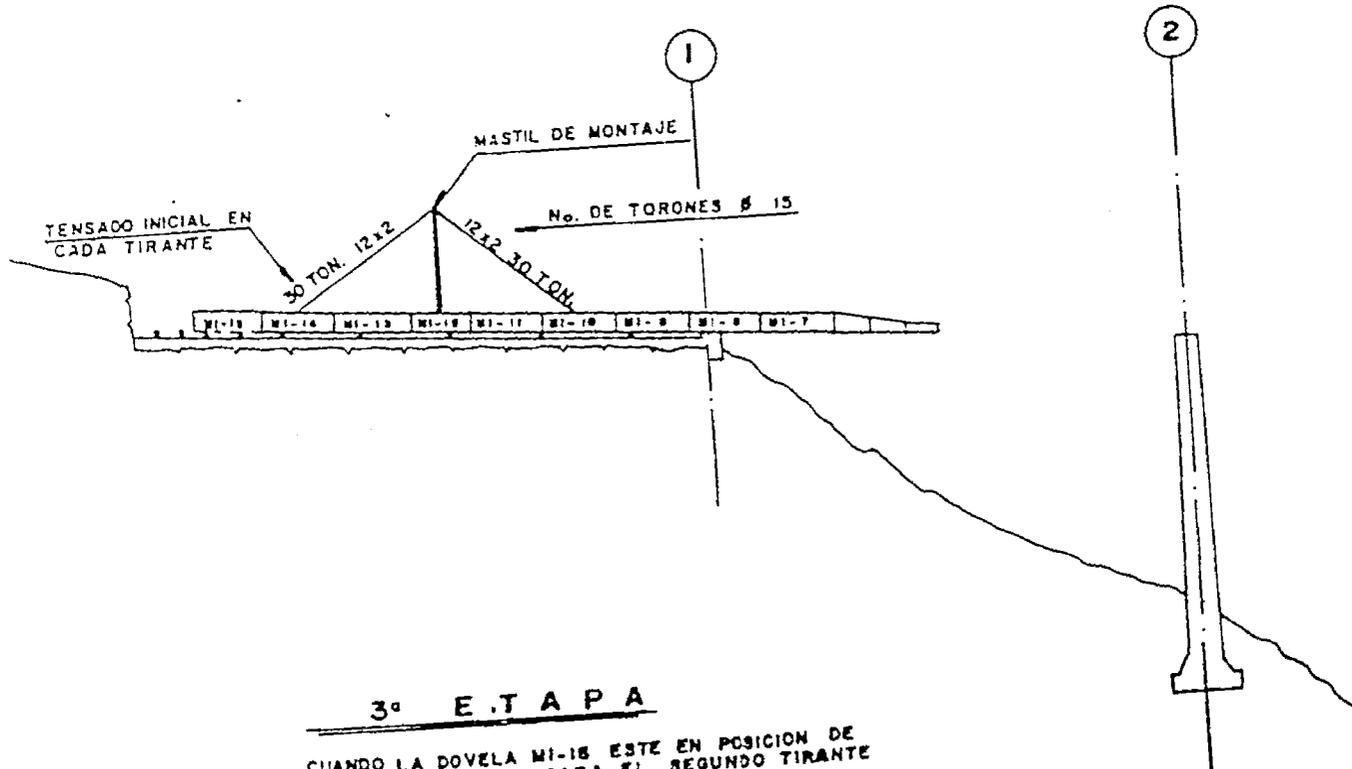
FIGURA IV.6

*Procedimiento de empuje
en margen izquierda*



1ª ETAPA

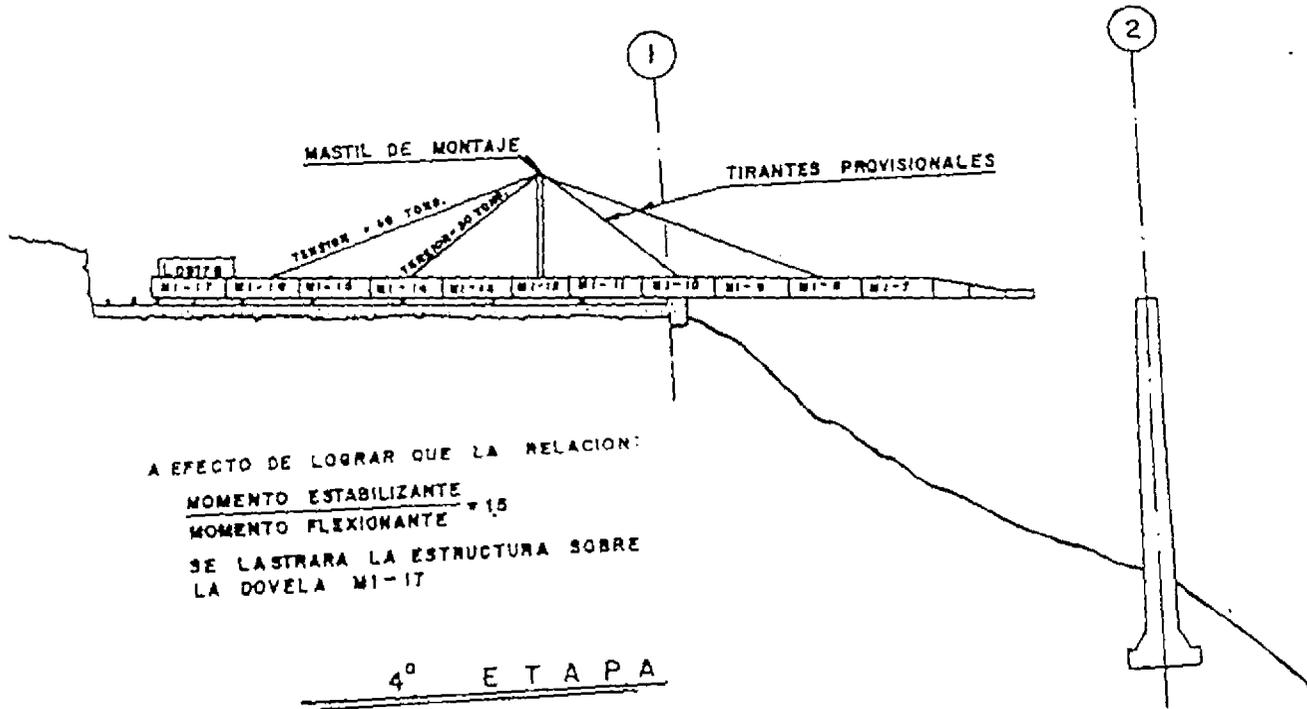


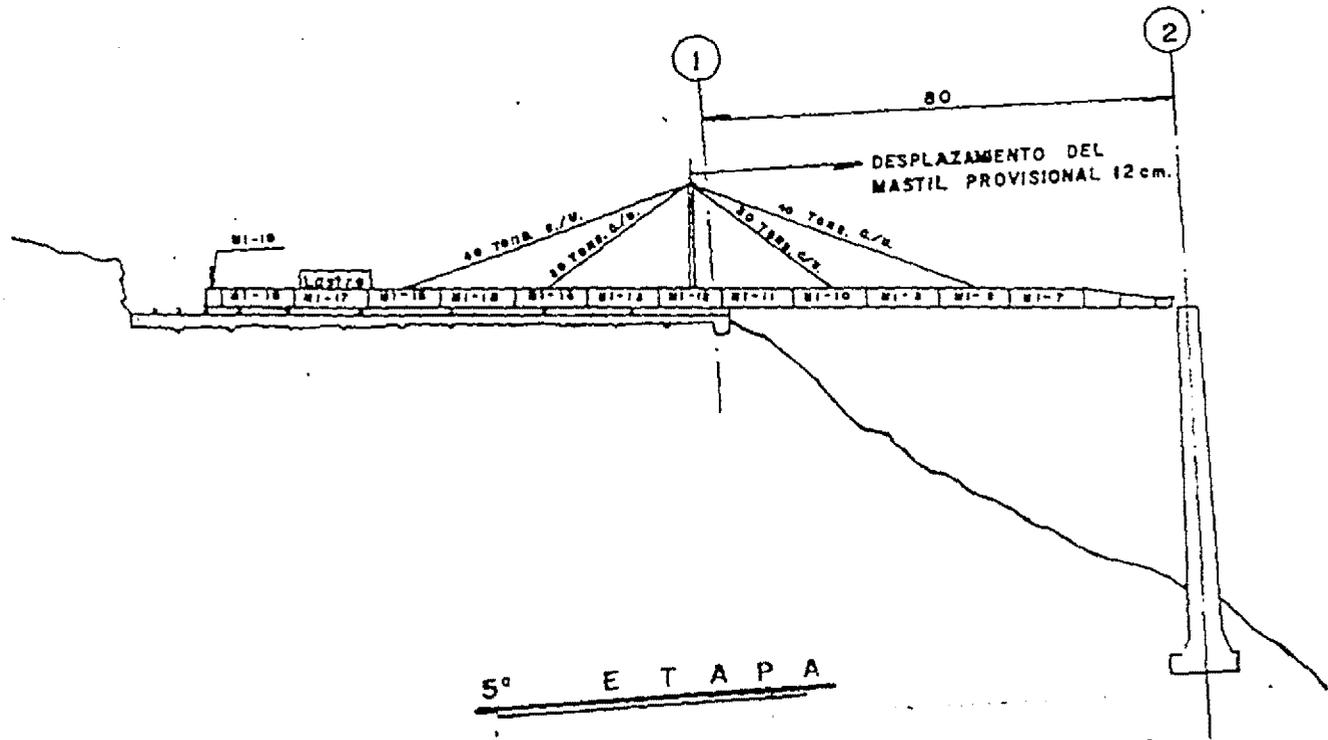


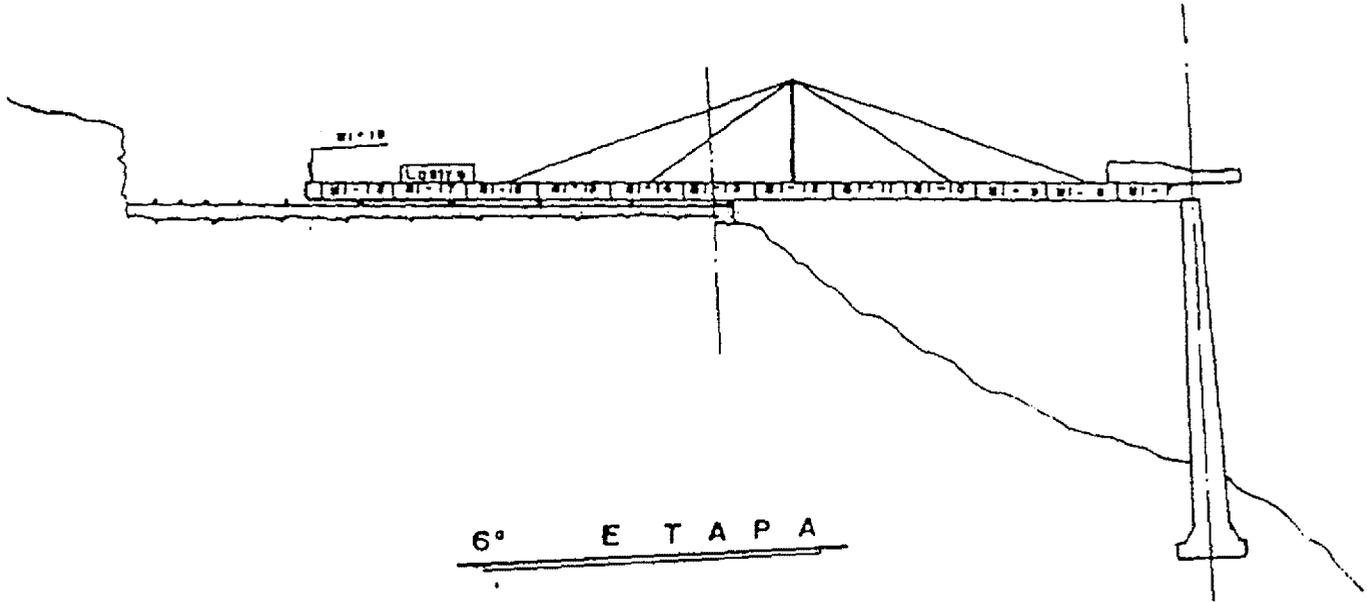
3º E.T.A.P.A

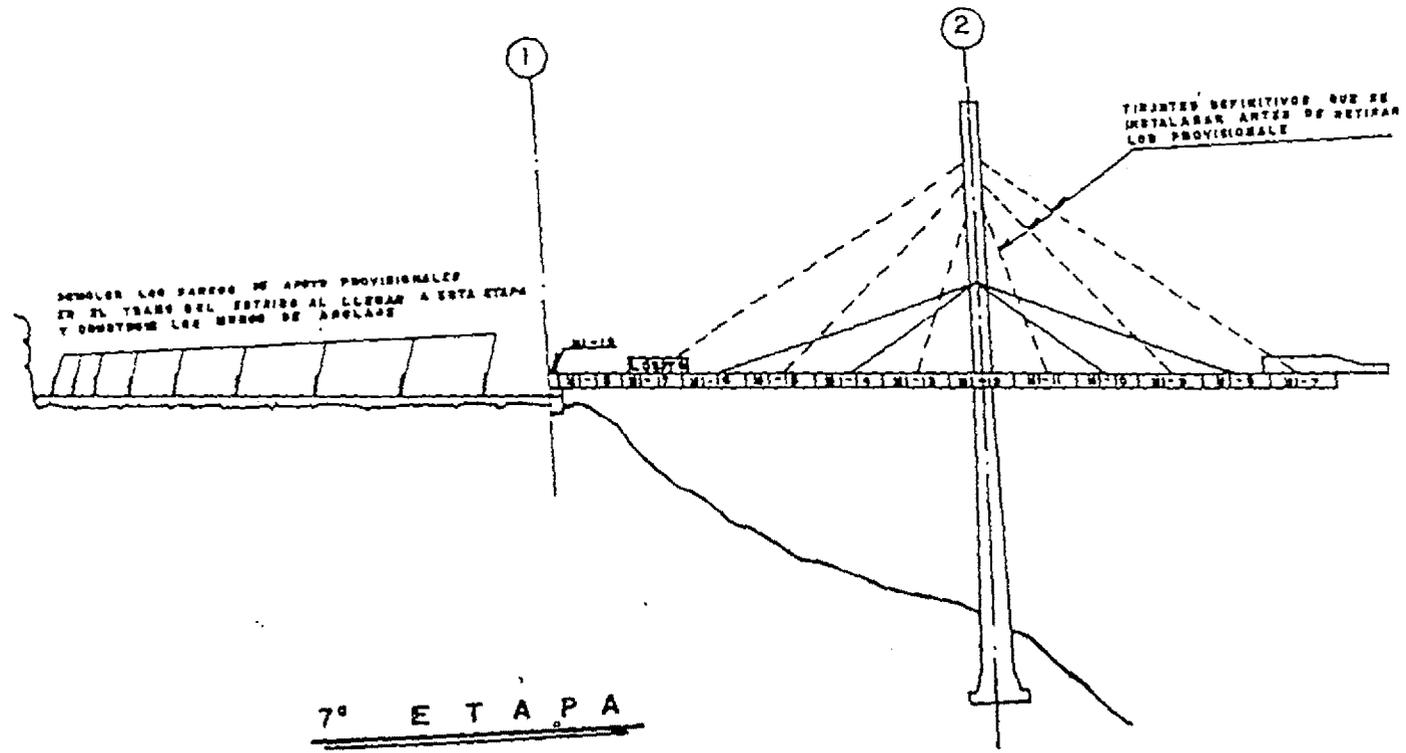
CUANDO LA DOVELA MI-18 ESTE EN POSICION DE EMPUJARSE, SE COLOCARA EL SEGUNDO TIRANTE PROVISIONAL Y SE TENSARA A 40 TONS. c/u.

LOS TIRANTES PROVISIONALES SE TENSARAN DE LA SIGTE. MANERA
 LOS CORTOS A 30 TONS. C/U. Y
 LOS LARGOS A 40 TONS. C/U.









REMOVER LOS BARRIOS DE APoyo PROVISIONALES EN EL TIEMPO DEL EXTRAJO AL LLEGAR A ESTA ETAPA Y OBTENER LOS MUROS DE ANCLAJE

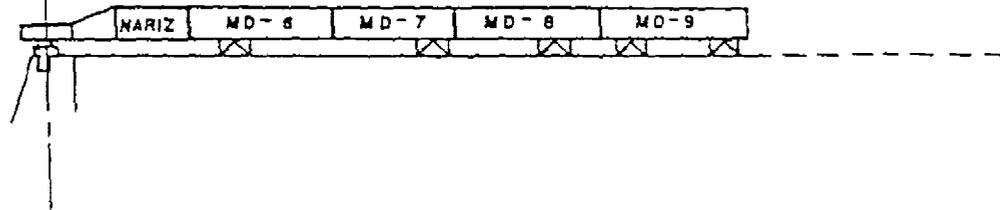
TIRANTES DEFINITIVOS QUE SE INSTALARAN ANTES DE RETIRAR LOS PROVISIONALES

7ª ETAPA

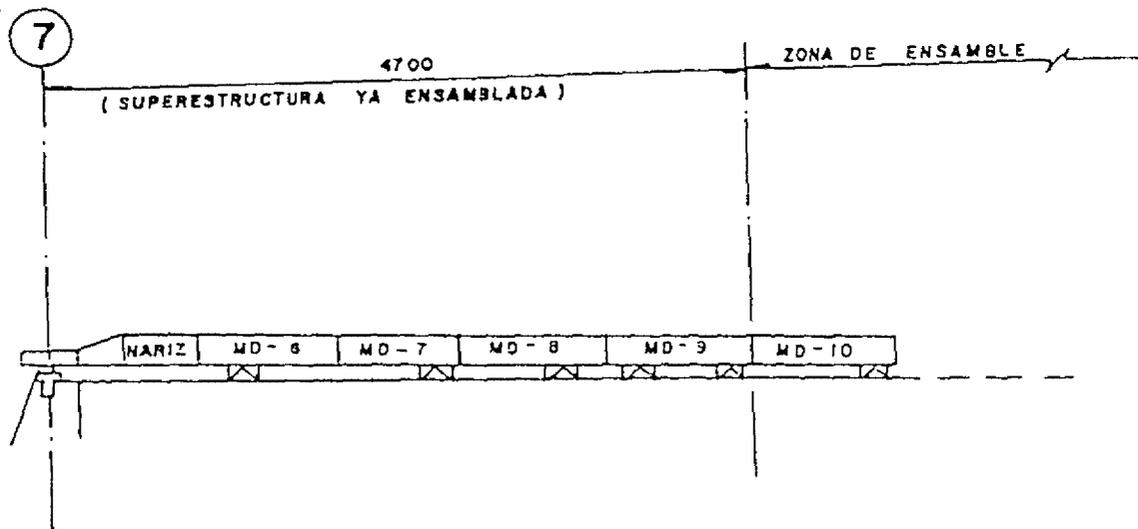
FIGURA IV.7

*Procedimiento de empuje
en margen derecha*

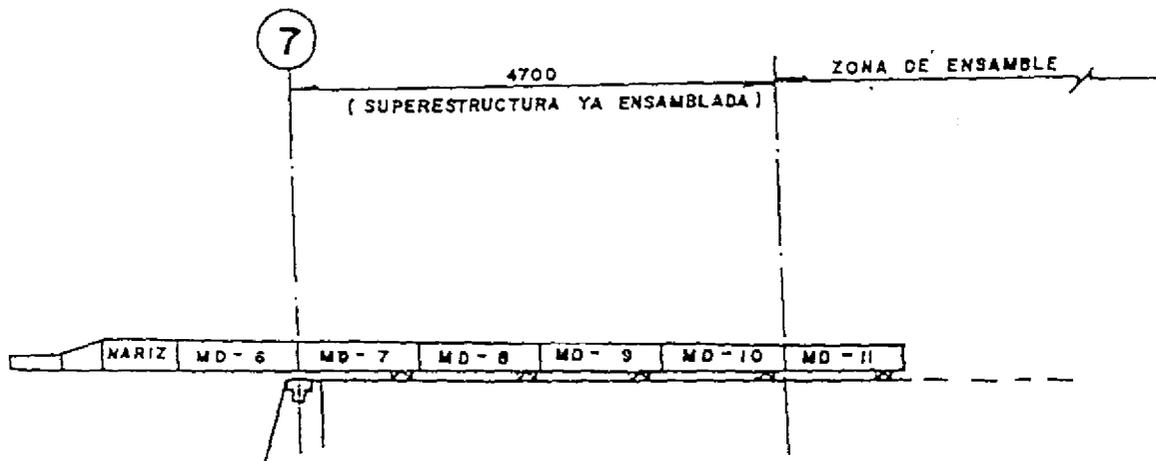
7



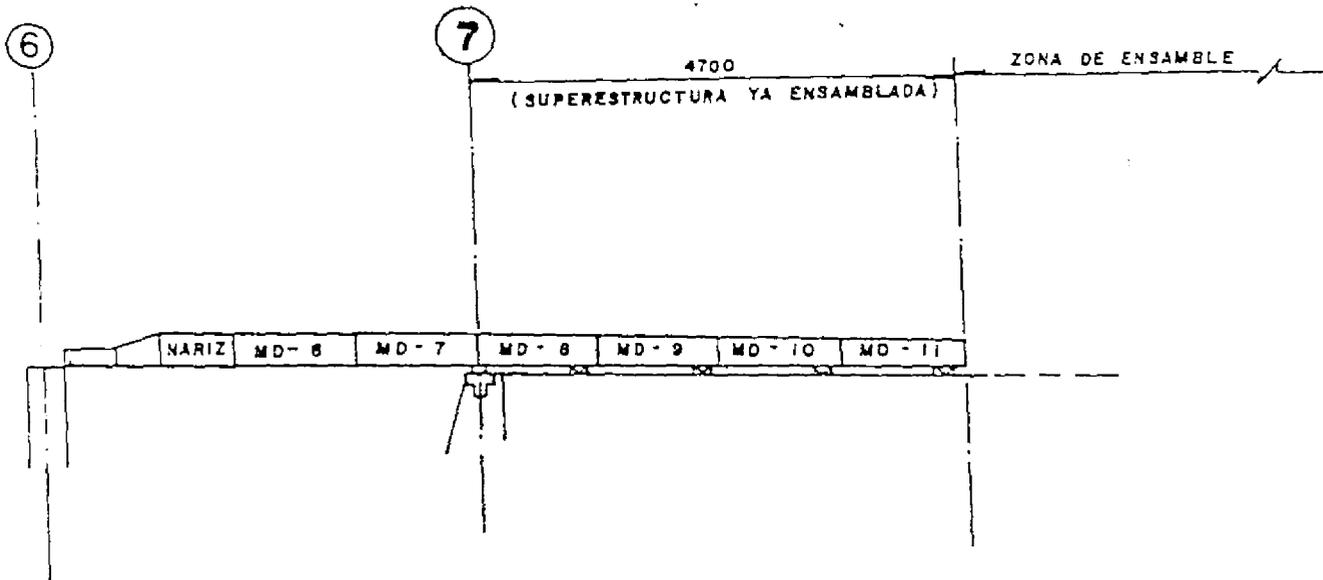
E T A P A No. 1



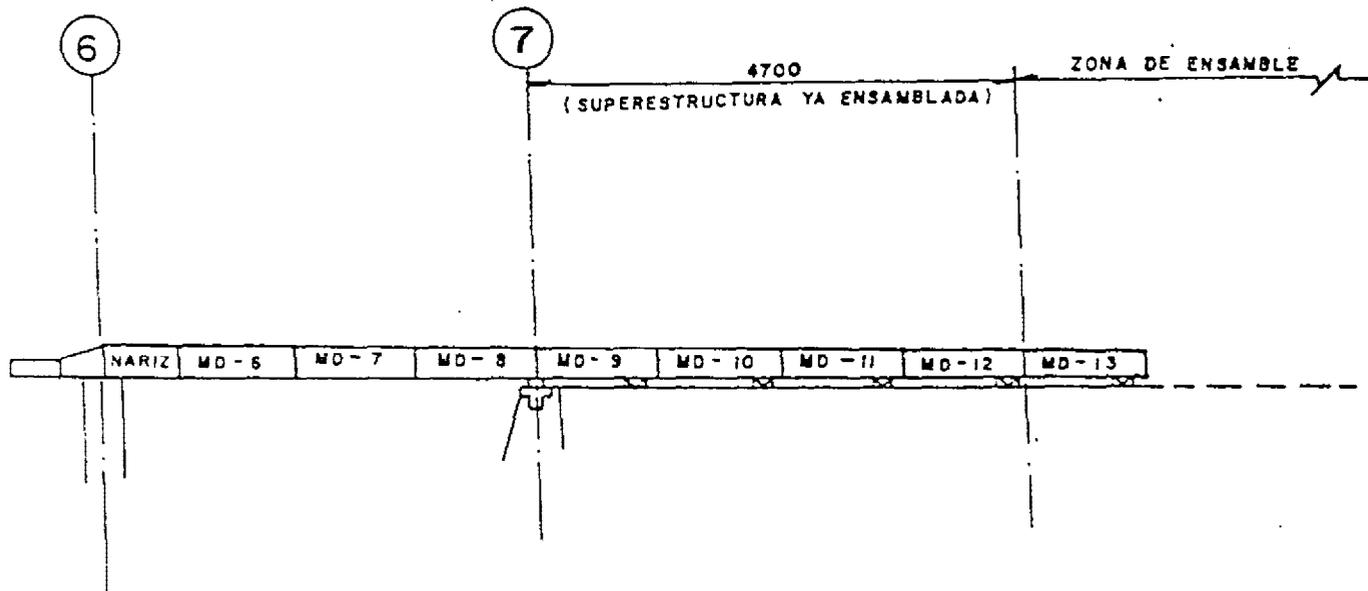
E T A P A No. 2



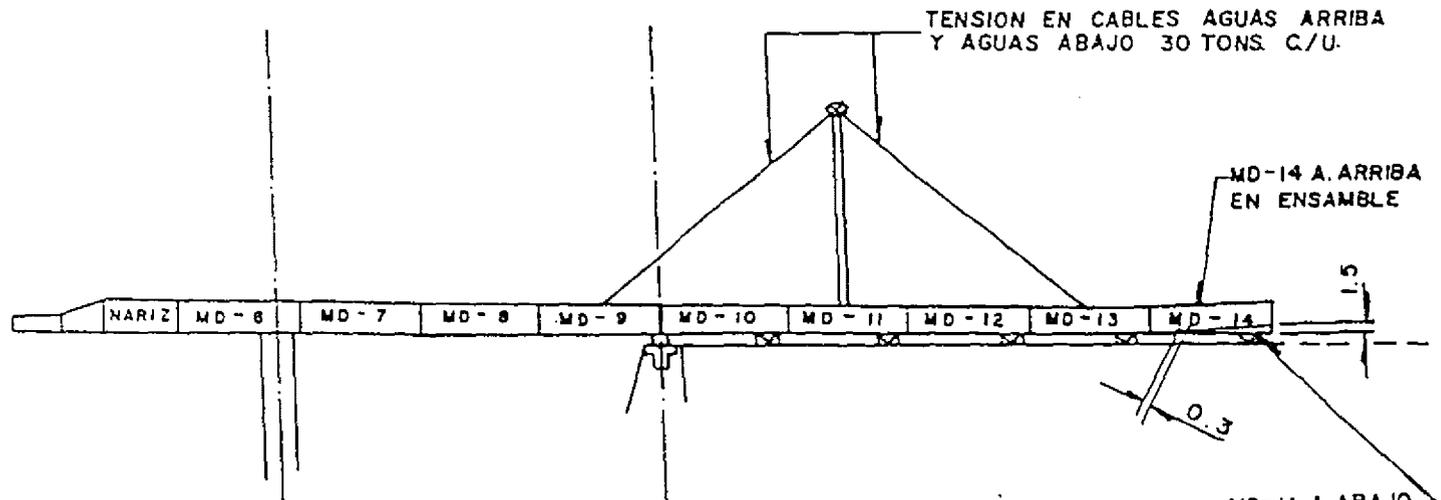
E T A P A No. 3



E T A P A No. 4



E T A P A No. 5



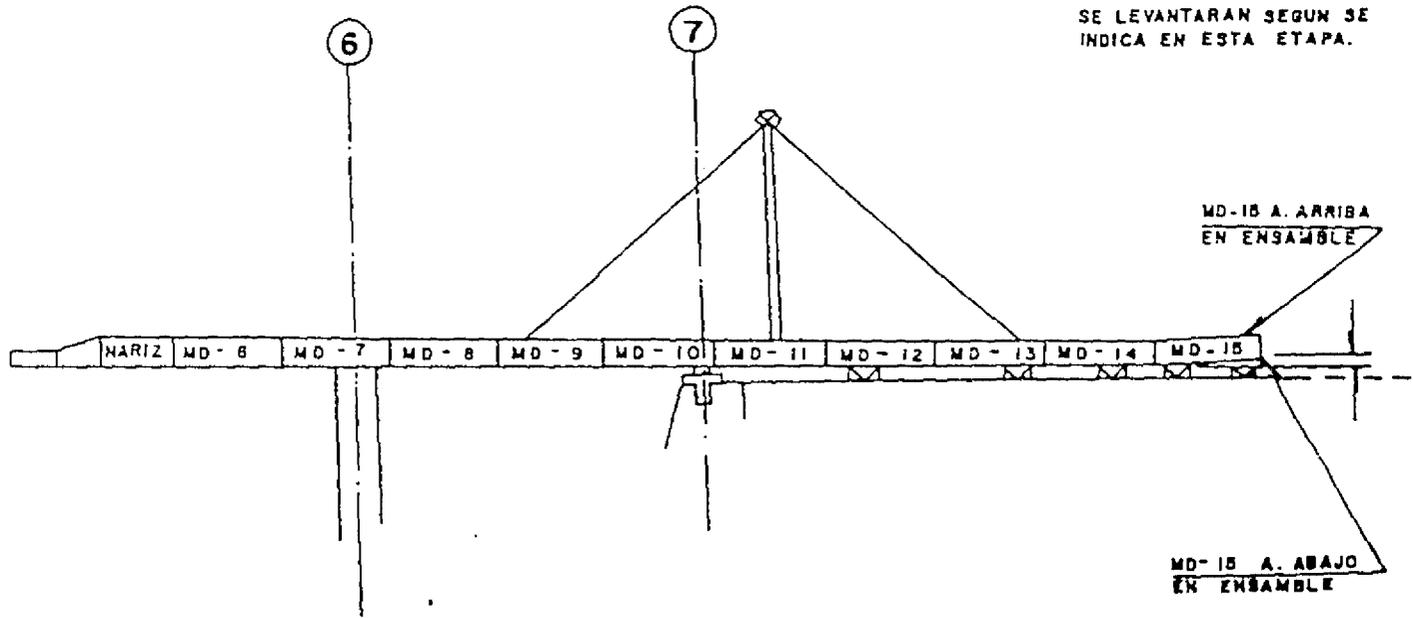
NOTA:

LOS 2 ULTIMOS APOYOS
SE LEVANTARAN SEGUN SE
INDICA EN ESTA ETAPA

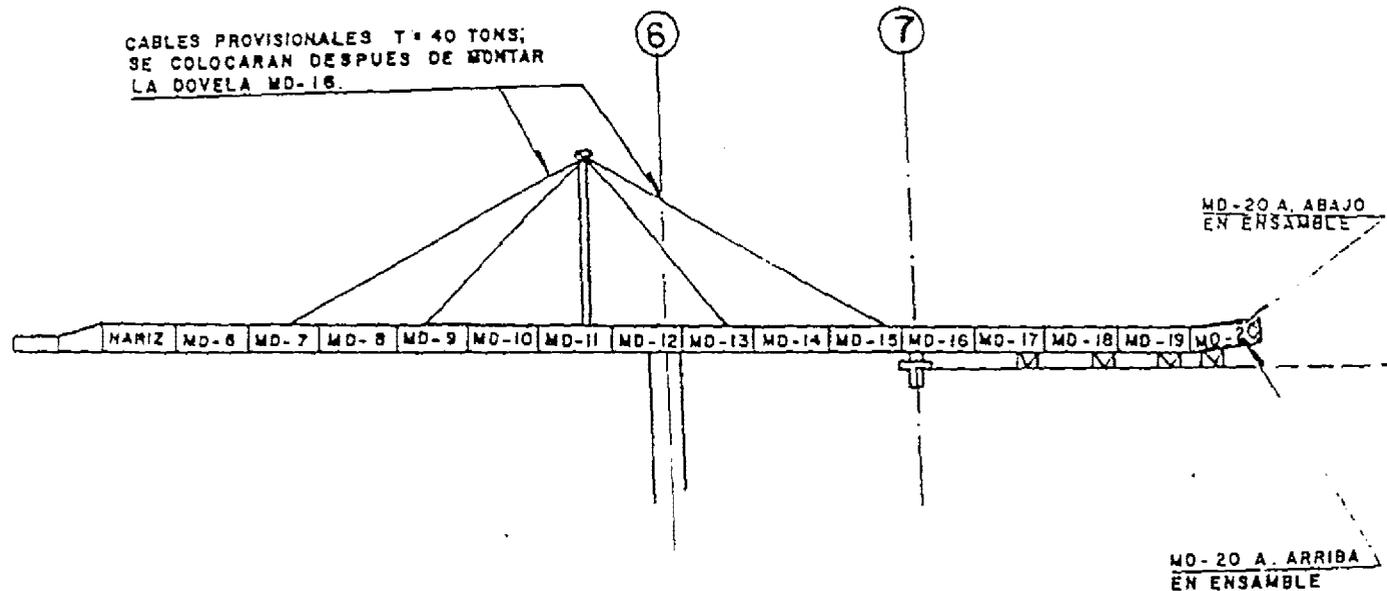
MD-14 A. ABAJO
EN ENSAMBLE

ETAPA No 6

NOTA :
LOS TRES ULTIMOS APOYOS
SE LEVANTARAN SEGUN SE
INDICA EN ESTA ETAPA.



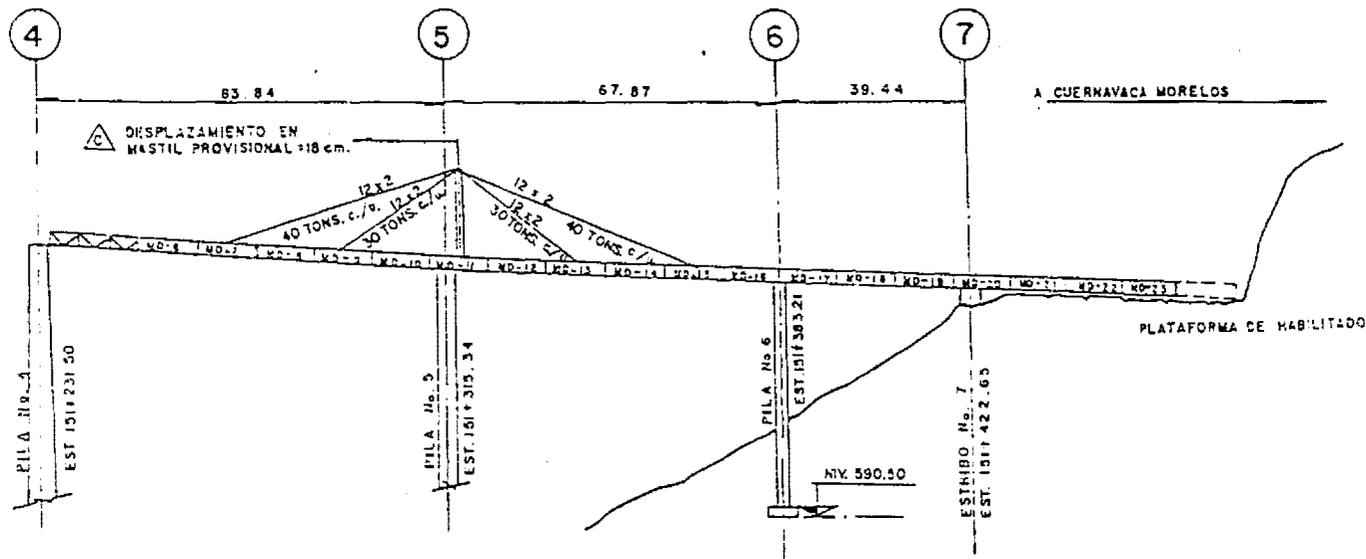
ETAPA No. 7



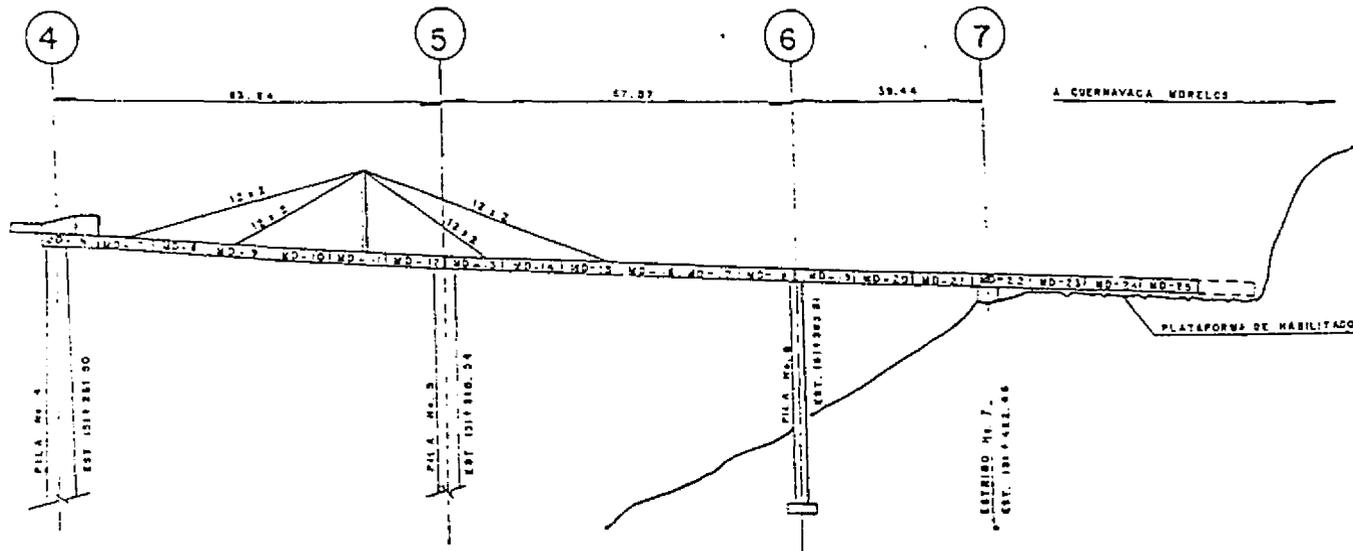
ETAPA No. 8

NOTAS:

- a).- EN LOS APOYOS ANTERIORES SE IRA ASENTANDO LA ESTRUCTURA AL DEFORMARSE ELASTICAMENTE BAJO SU PROPIO PESO
- b).- LOS ULTIMOS TRES APOYOS, TANTO DE AGUAS ABAJO COMO DE AGUA ARRIBA SE ELEVARON COMO SE INDICA.

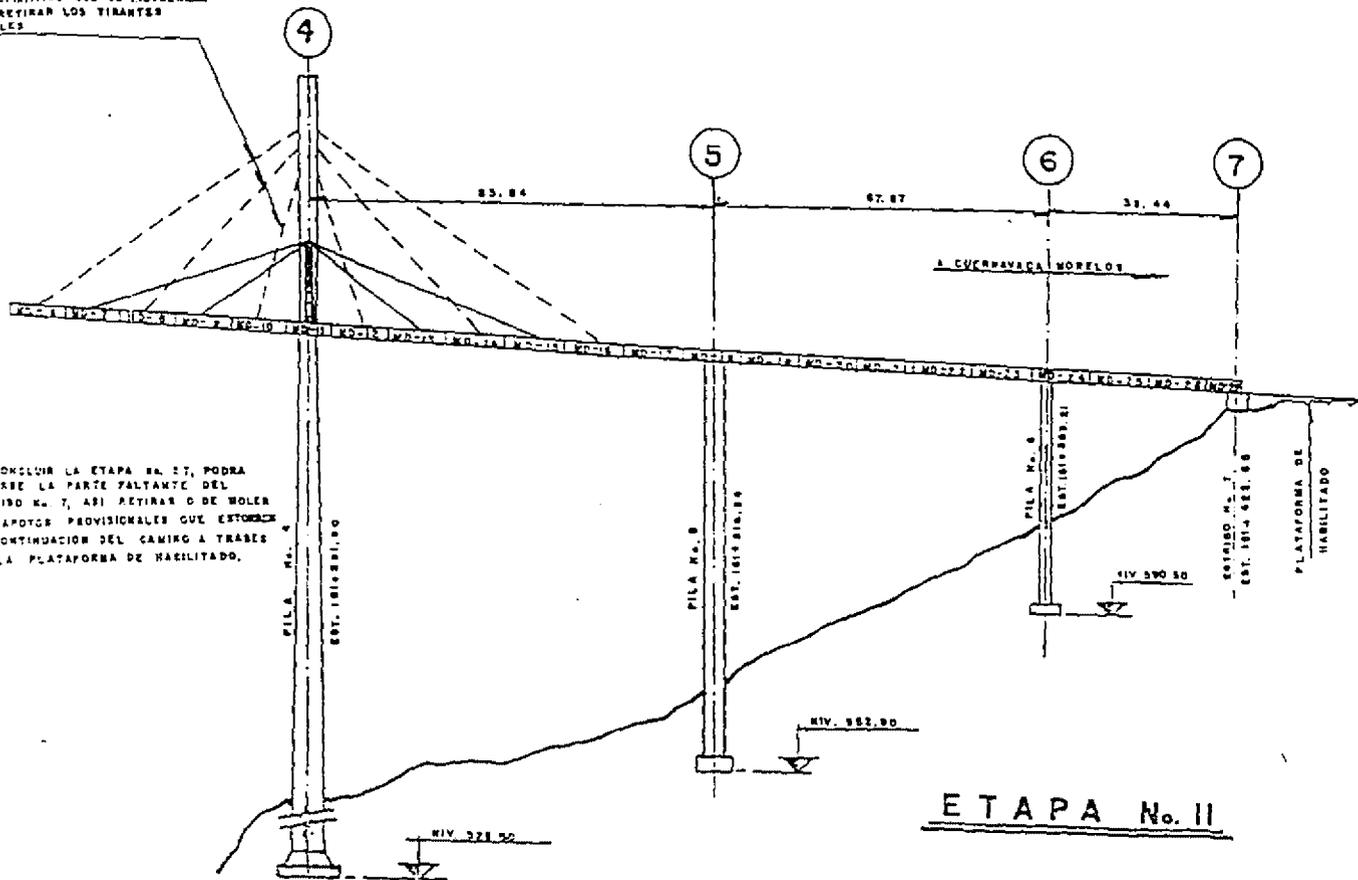


ETAPA No. 9



ETAPA No. 10

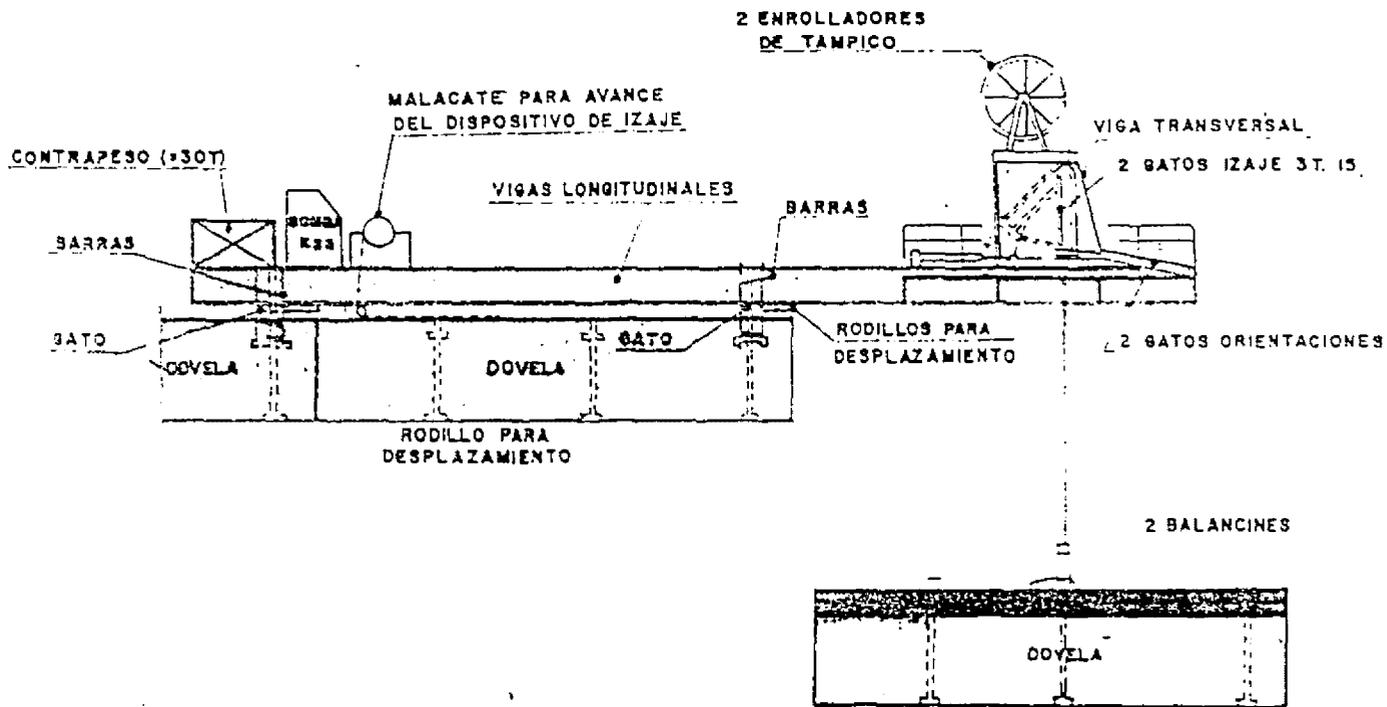
TIRANTES DEFINITIVOS QUE SE INSTALARAN ANTES DE RETIRAR LOS TIRANTES PROVISIONALES



AL CONCLUIR LA ETAPA No. II, PODRA COLARSE LA PARTE FALTANTE DEL ESTRISO No. 7, ASI RETIRAR O DE MOLER LOS APDTOS PROVISIONALES QUE ESTORBAN LA CONTINUACION DEL CAMINO A TRAVES DE LA PLATAFORMA DE HABILITADO.

FIGURA IV.8

Sistema de izaje de pila 3



VIGAS DE IZAJE Y EQUIPOS

FIGURA: IV. 8.- SISTEMA DE IZAJE DE PILA 3

FIGURA IV.9

*Sistema de izaje de las
márgenes derecha e
izquierda*

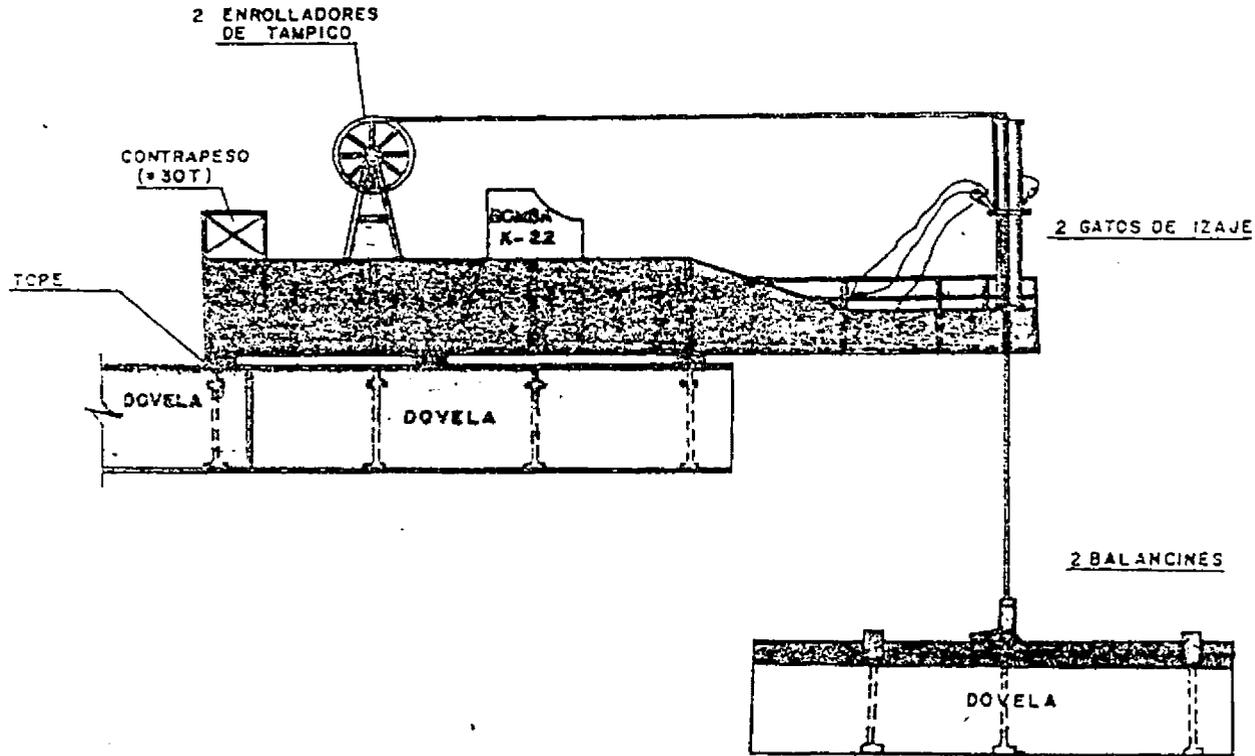


FIGURA: IV. 9.- SISTEMA DE IZAJE DE LAS MARGENES DER. E IZQ.

FIGURA IV.10

*Montaje de dovelas
contiguas a pila 3*

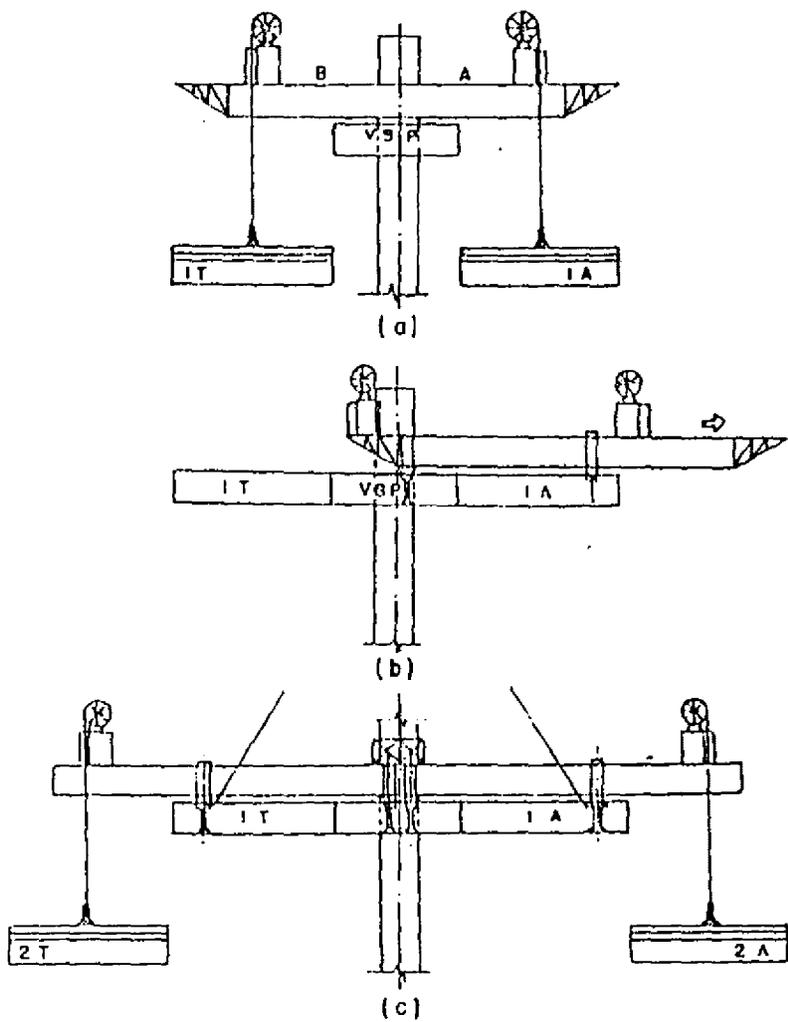


FIGURA : IV. 10.-MONTAJE DE DOVELAS
CONTIGUAS A PILA 3

FIGURA IV.11

*Izaje de dovelas en pila 3
(hamaqueo)*

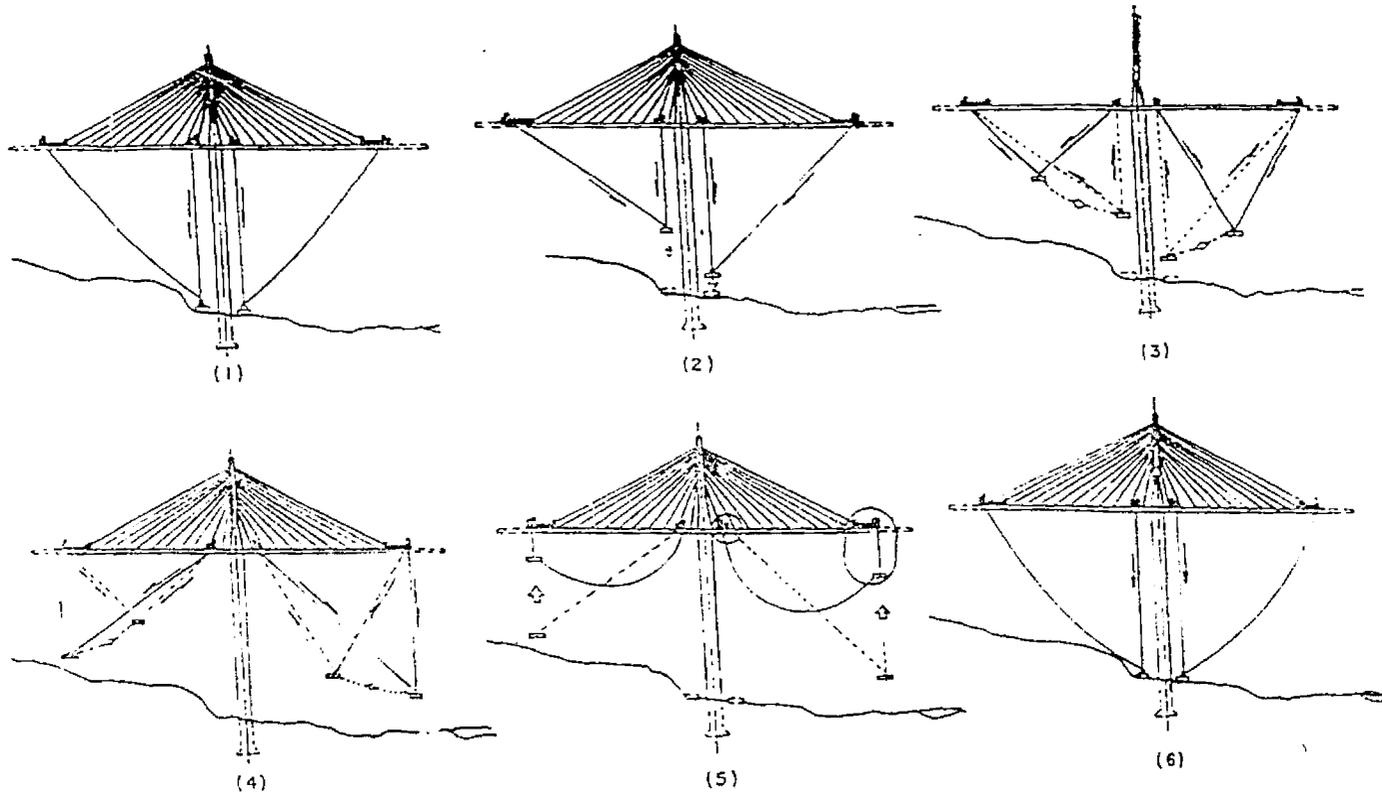
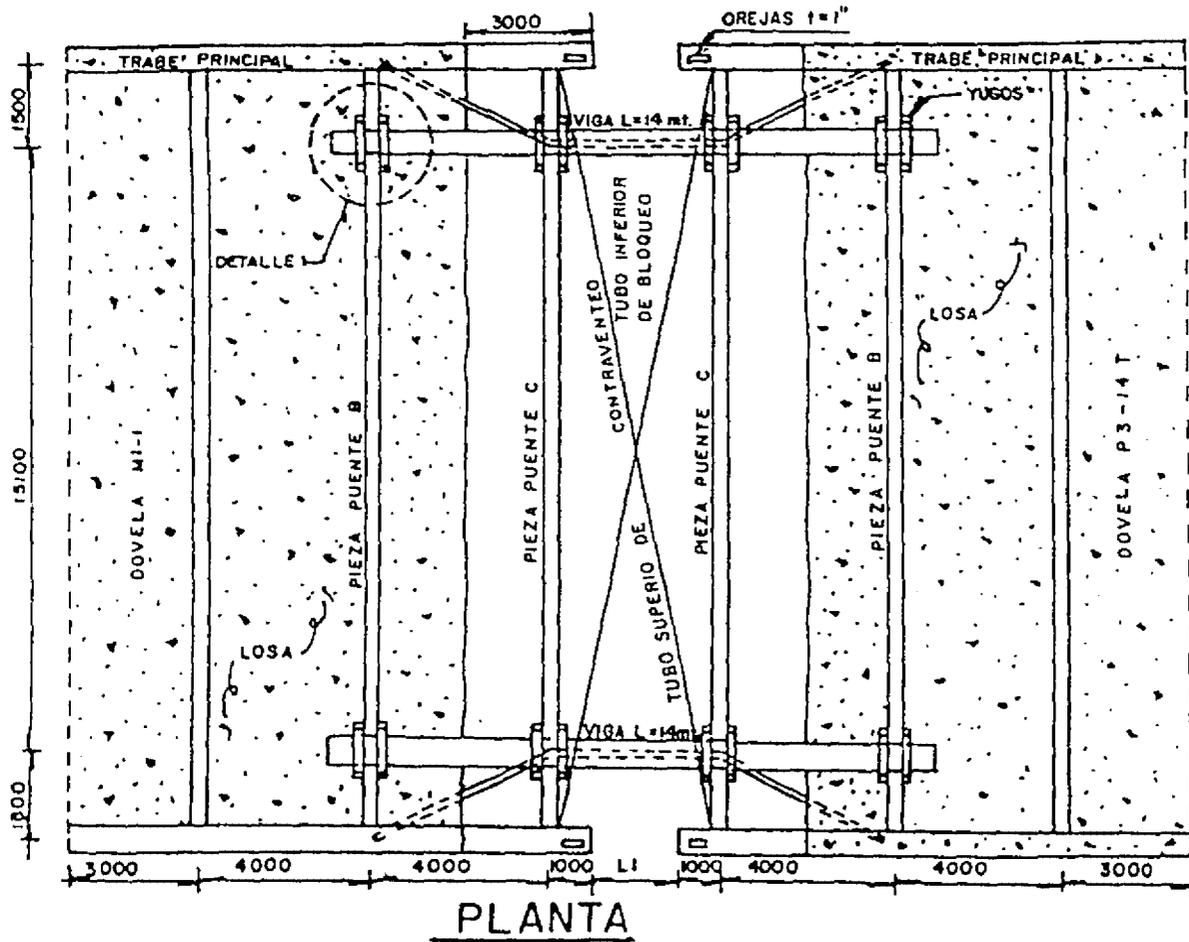


FIGURA:IV.II.- IZAJE DE DOVELAS EN PILA 3 (homajeo)

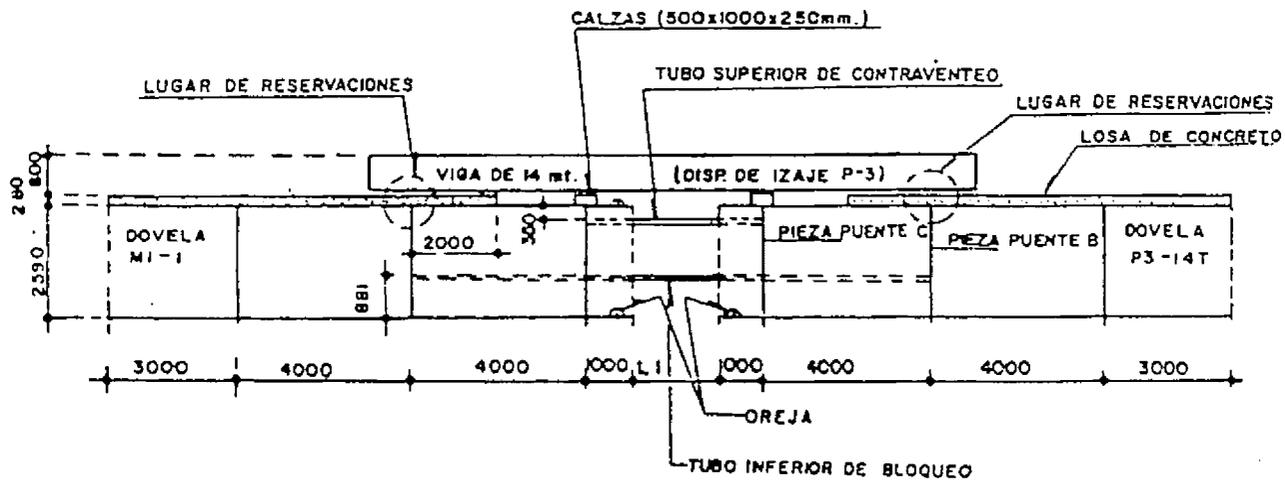
FIGURA IV.12

Sistema de troquelamiento



NOTA: UNIDADES EN
 MILIMETROS

FIGURA IV.12.- SISTEMA DE TROQUELAMIENTO.



VISTA LATERAL

NOTAS:
 L1 LONGITUD QUE SERA MEDIDA
 DIRECTAMENTE EN OBRA.
 UNIDADES EN MILIMETROS.

FIGURA IV.13

*Preparaciones para el
anclaje de torones*

ANCLAJE PREMONTADO

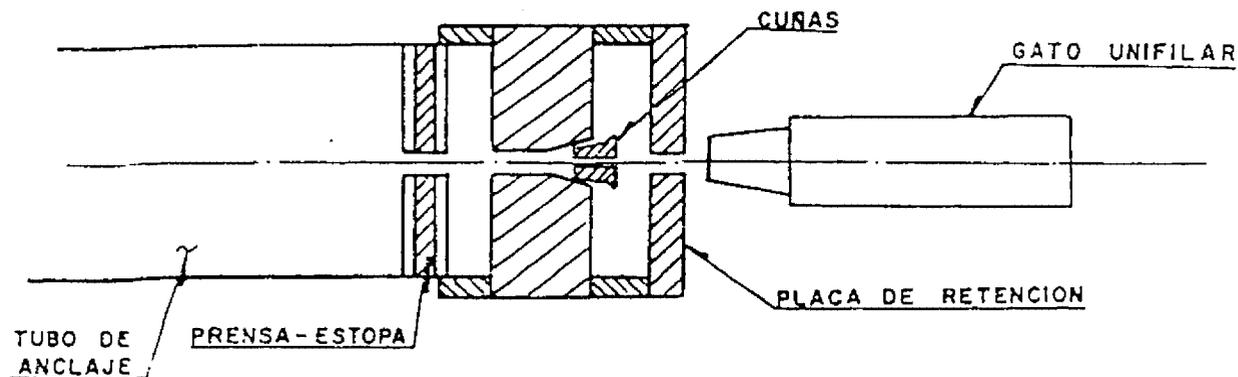


FIGURA: IV. 13.- PREPARACIONES PARA EL ANCLAJE DE TORONES.

FIGURA IV.14

Anclaje de torones

1)_ SE INSERTA EL CABLE DE GUIA.

2)_ SE JALA EL TORON CON EL CABLE GUIA, GRACIAS A UN ACOPLADOR.

3)_ SALIDA DEL ACOPLADOR Y DE PUNTA DEL TORON.

GUIA

GUIA

ACOPLADOR

ACOPLADOR

TORON

TORON

FIGURA: IV.- 14.- ANCLAJE DE TORON

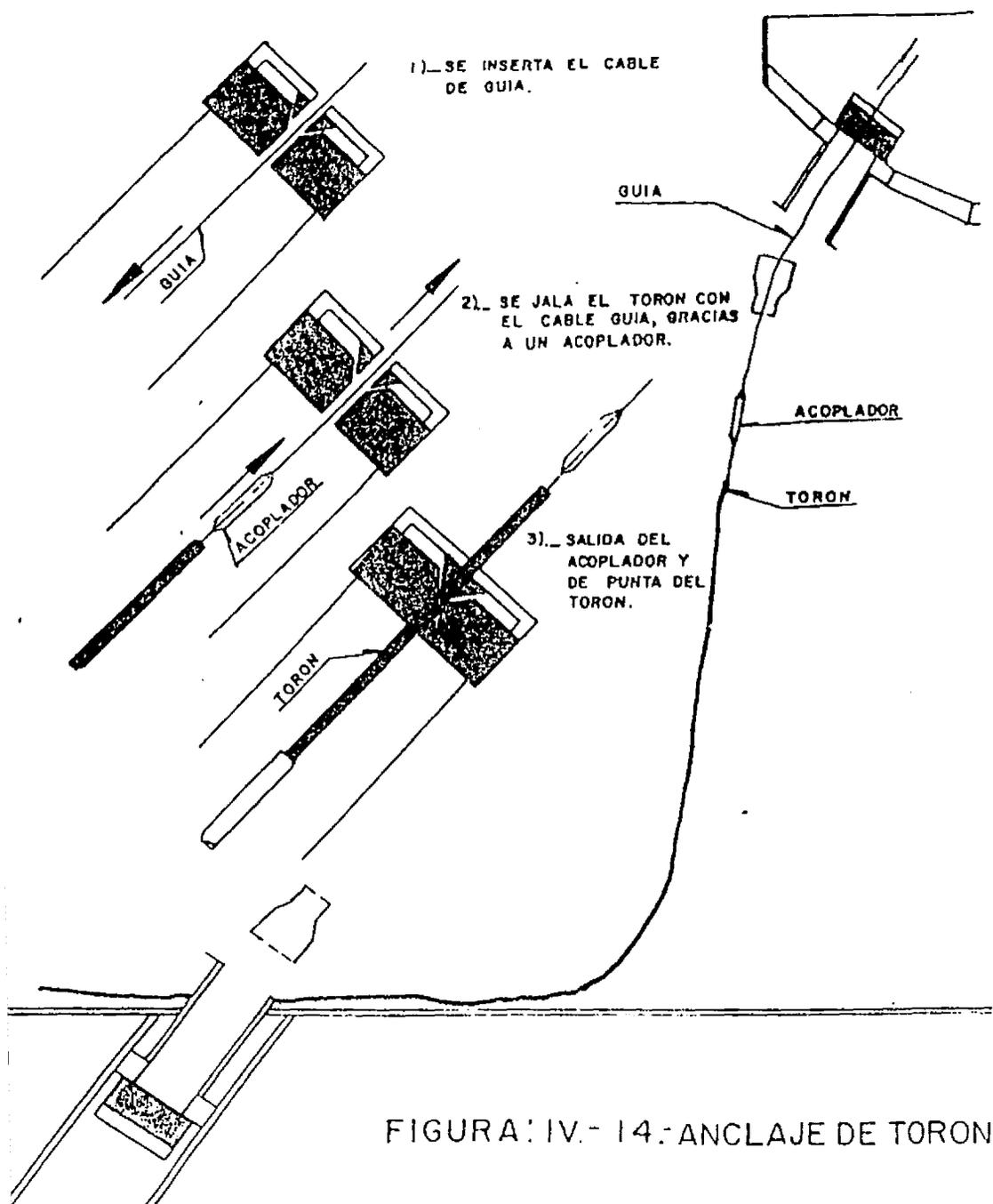
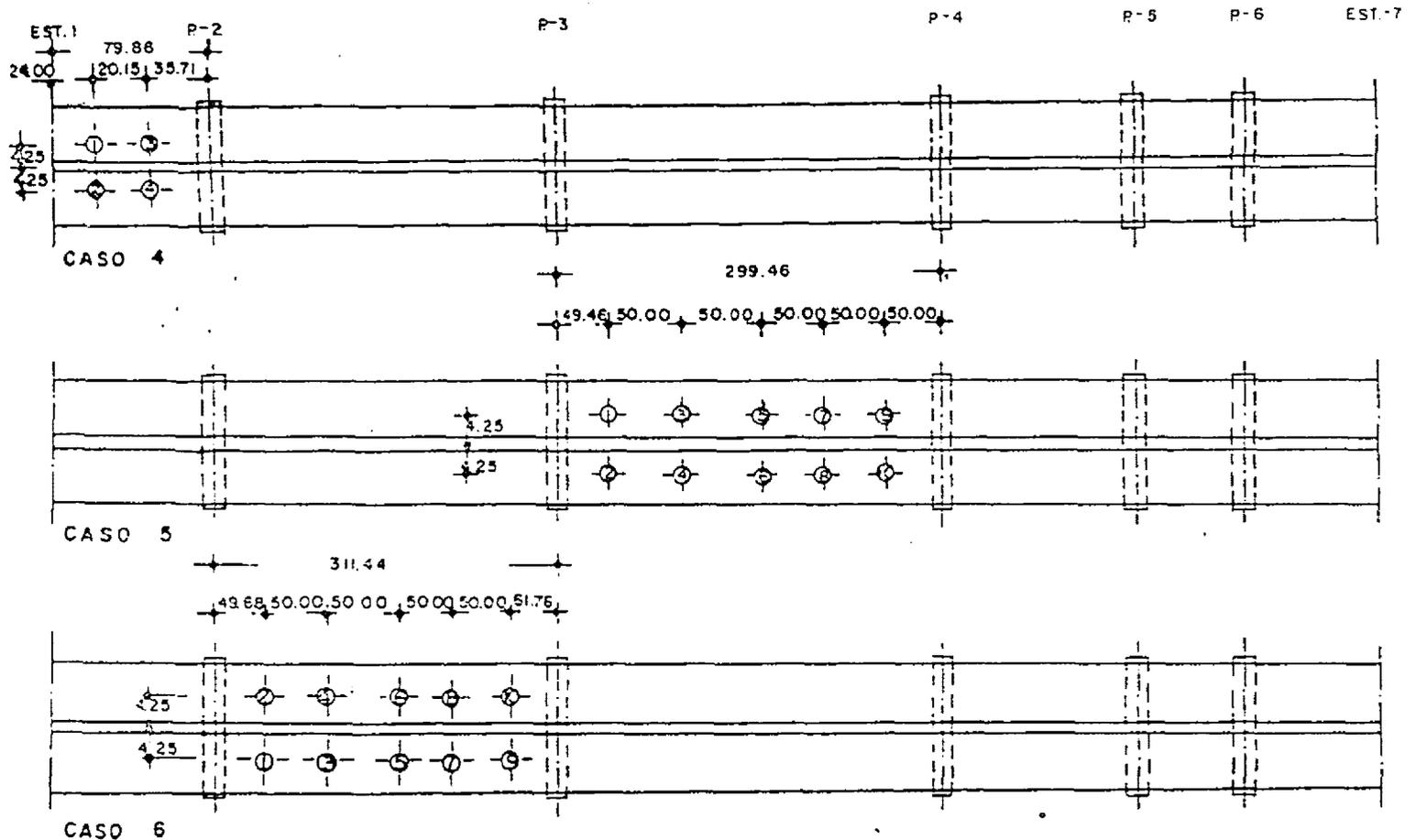


FIGURA IV.15

Prueba de carga



POSICIONAMIENTO DE CAMIONES
EN EJE DELANTEROS

FIGURA: IV. - 15: PRUEBA DE CARGA.

EST. 1

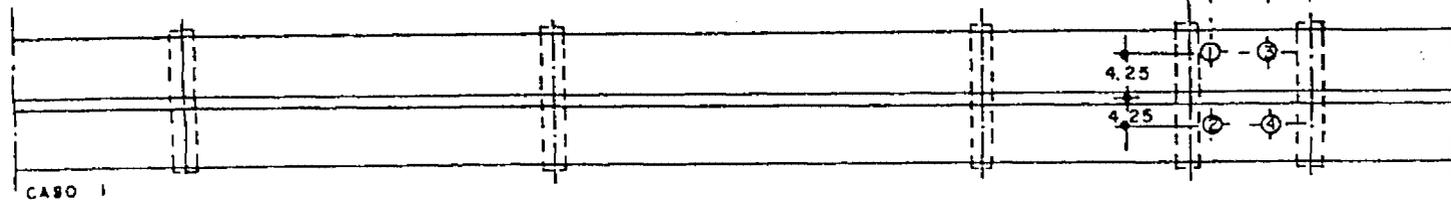
R-2

R-3

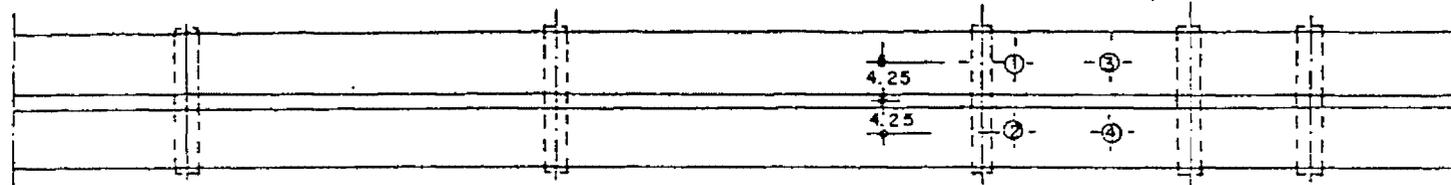
R-4

R-5 67.87 R-6

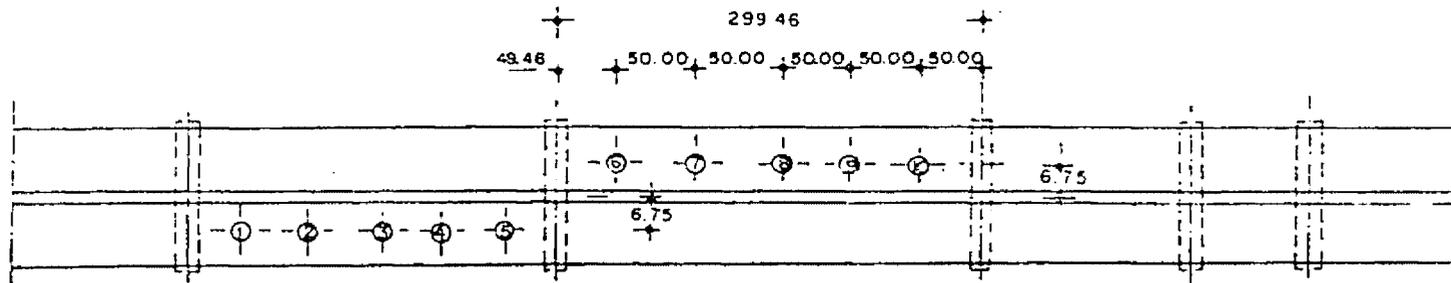
EST. 7



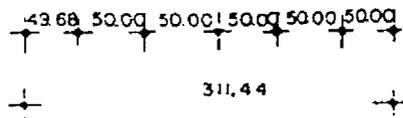
CASO 1



CASO 2



CASO 3



POSICIONAMIENTO DE CAMIONES EN EJE DELANTEROS

BIBLIOGRAFÍA

- * "Construction and Design of Cable Stayed Bridges".

Walter Podolny
John Wiley and Sons
U.S.A. 1986

- * "Cable-Stayed Bridges".

M.S. Troitsky
BSP Professional Books
Oxford 1988

- * "Puentes y Pasos Elevados para Carreteras y Vías Urbanas".

Carlos Fernández Casado
George Somerville
Edit. Técnicos Asociados
Barcelona 1977

- * "Memoria del Puente Mezcala".

I.C.A. (Ingenieros Civiles Asociados, S.A. de C.V.)

- * "Modelo del Puente sobre el Río Lerez (España)".

Freyssinet Magazine
Francia, Junio de 1994

- * "Revista Mexicana de la Construcción".

(Puente Normandía)
CNIC, México, D.F. Marzo de 1995

- * "El Puente Tampico"

Freyssinet Magazine
Francia, Agosto de 1988

Bibliografía

- * Tirantes “El nuevo Puente sobre El Elorn (Francia)”.
Freyssinet Magazine
Francia, Abril de 1993

- * “El Puente de Normandía”.
Freyssinet Magazine
Francia, Octubre de 1994

- * Tirantes “El Puente de Marbella”
Freyssinet Magazine
Francia, Diciembre de 1989