



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
"ARAGÓN"

CONTROL GEOMETRICO DURANTE LA
CONSTRUCCION DE LA SUPERESTRUCTURA DEL
PUENTE ATIRANTADO "BARRANCA EL ZAPOTE"

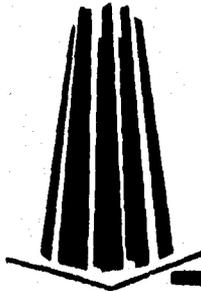
T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

ARACELI SILVANA MARTINEZ GARCIA



ENEP
ARAGON

DIRECTOR DE TESIS
ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO

SAN JUAN DE ARAGÓN, EDO. DE MÉXICO

1996

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGÓN

DIRECCION

ARACELI S. MARTINEZ GARCIA
PRESENTE.

En contestación a su solicitud de fecha 3 de mayo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. AMILCAR GALINDO SOLORZANO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " CONTROL GEOMETRICO DURANTE LA CONSTRUCCION DE LA SUPER-ESTRUCTURA DEL PUENTE ATIRANTADO 'BARRANCA EL ZAPOTE' ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL-ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Mex., 11 de mayo de 1998
EL DIRECTOR

M en L. LAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

c c p Jefe de la Unidad Académica.
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CCMC'AIR'la.

ÍNDICE

CONTROL GEOMÉTRICO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE ATIRANTADO "BARRANCA EL ZAPOTE"

	Página
Capítulo I.- INTRODUCCIÓN.	1
Capítulo II.- GENERALIDADES DE PUENTES ATIRANTADOS.	
1. INTRODUCCIÓN	5
2. DESCRIPCIÓN GENERAL	9
3. SISTEMA DE ATIRANTAMIENTO	9
3.1 ARREGLO LONGITUDINAL	9
3.1.a ARREGLO TIPO ABANICO O SISTEMA CONVERGENTE	10
3.1.b ARREGLO TIPO ARPA O SISTEMA PARALELO	11
3.1.c ARREGLO TIPO SEMIABANICO O SISTEMA INTERMEDIO	12
3.1.d ARREGLO TIPO ESTRELLA	13
3.1.e ARREGLO ASIMÉTRICO	14
3.2 ARREGLO TRANSVERSAL	15
3.2.a SISTEMA CON UN PLANO CENTRAL (SUSPENSIÓN AXIAL)	15
3.2.b SISTEMA CON DOS PLANOS (SUSPENSIÓN LATERAL)	16
4. FORMA Y RIGIDEZ DE LOS PILONES	17

5. TIPOS DE SUPERESTRUCTURA O SISTEMA DE PISO 23

5.1	SISTEMAS DE PISO DE ACERO	25
5.1.a	SISTEMAS DE PISO FORMADOS POR ARMADURAS	26
5.2	SISTEMA DE PISO DE CONCRETO	26
5.3	TABLEROS MIXTOS	29

6. TIRANTES 30**6.1 MÓDULOS DE ELASTICIDAD 34**

6.2	COMPARACIÓN ENTRE EL TORÓN Y EL CABLE 36	
	TORONES HELICOIDALES CERRADOS	38
	BARRAS PARALELAS	38
	ALAMBRES PARALELOS	39
	TORONES PARALELOS	40
	COMPARACIÓN DE VARIOS TIPOS DE TIRANTES	40

6.3 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN 41

	EL TIRANTE "FREYSSINET"	45
	EL TORÓN DEL TIRANTE "FREYSSINET"	45
	EL ANCLAJE	46
	VAINA	46
	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL TIRANTE "FREYSSINET"	48
	MONTAJE	49

	Página
7. ESTRUCTURAS DE ANCLAJE DE CABLES EN VIGAS PRINCIPALES Y PILONES.	50
7.1 ESTRUCTURAS DE ANCLAJE DE CABLES EN VIGAS PRINCIPALES	50
7.2 ESTRUCTURAS DE ANCLAJE EN PILONES	50
1. TIPO SILLETA	53
2. ANCLAJE TIPO VIGUETA	53
3. TIPO DE PLACA DE CONEXIÓN	54
4. ANCLAJE TIPO SOCKET Y ARTICULADO	54
5. ANCLAJE TIPO TUBO CAÑÓN	54
 SUPRESIÓN DE LA VIBRACIÓN DE LOS CABLES	
1. TIPOS DE VIBRACIÓN DE LOS CABLES	55
 MÉTODOS DE ERECCIÓN DE LOS TIRANTES	57
1. INSERTADO DE LOS CABLES	57
1.a IZADO DIRECTAMENTE DE LOS CABLES POR UNA GRÚA EN LA PARTE SUPERIOR DEL PILÓN O POR LA GRÚA VIAJERA SOBRE LA VIGA.	57
1.b INSTALACIÓN DE UN CABLE TEMPORAL E INSERTADO DEL CABLE POR COLGANTES MÓVILES.	57
1.c INSTALACIÓN DE UN CABLE TEMPORAL E INSERTADO DEL CABLE POR CARGADORES	58
1.d INSERTADO DE CABLES POR RAMPAS TEMPORALES	58

	Página
7.2 ANCLAJE Y TENSADO DE CABLES	58
7.2.1 TENSIÓN DIRECTA DEL CABLE POR GATOS	59
7.2.2 GATEO APOYO SUPERIOR ARRIBA DEL PILÓN	59
7.2.3 ERECCIÓN DEL TABLERO POR ANDAMIOS Y TENSADO DE LOS CABLES.	59
7.2.4 OTROS MÉTODOS	60
8. MÉTODO DE ERECCIÓN DE LOS PUENTES ATIRANTADOS	61
8.1 INTRODUCCIÓN	61
8.2 CONSTRUCCIÓN SOBRE ANDAMIOS O SOBRE APOYOS TEMPORALES	66
8.3 CONSTRUCCIÓN POR ROTACIÓN	67
8.4 CONSTRUCCIÓN DE PUENTES EMPUJADOS (O INCREMENTOS DE LANZADO)	68
8.5 CONSTRUCCIÓN POR AVANCE	70
8.6 CONSTRUCCIÓN POR EL MÉTODO DEL VOLADIZO	72
8.6.1 LA INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN ESTÁTICA	72
8.6.2 LA REDUCCIÓN DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES DURANTE LA ERECCIÓN DE TABLEROS DE CONCRETO.	76
8.6.3 TABLEROS ORTOTRÓPICOS DE ACERO Y MIXTOS	79

**Capítulo III.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO: PUENTE ATIRANTADO
" BARRANCA EL ZAPOTE "**

3.1 LA AUTOPISTA DEL SOL MÉXICO - ACAPULCO.	81
3.2 DESCRIPCIÓN DE LA BARRANCA	83

3.3	ALTERNATIVAS DE PROYECTO DEL PUENTE "BARRANCA EL ZAPOTE"	85
3.4	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO DEL PUENTE ATIRANTADO "BARRANCA EL ZAPOTE"	91
	ESTRIBO No. 1	93
	PILÓN	93
	PILA No. 3	94
	ESTRIBO No. 4	94
	SUPERESTRUCTURA	97
3.5	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	101
3.5.1	CIMENTACIÓN	104
	ZAPATAS	104
	CUERPO DE PILAS	105
3.5.2	SUPERESTRUCTURA	105
a)	FABRICACIÓN EN TALLER	105
b)	ENSAMBLE EN OBRA	106
c)	SOLDADURA E INSPECCIÓN RADIOGRÁFICA	106
d)	PROTECCIÓN ANTICORROSIVA	107
e)	MONTAJES	108
e.1)	SISTEMA DE EMPUJE	108
e.2)	SISTEMA DE MONTAJE	113
e.3)	ETAPAS DEL CICLO TÍPICO DE MONTAJE	114
f)	DOVELA DE CIERRE	117
	LOSA DE CONCRETO	119
	PILÓN	119
	INYECCIÓN DE CERA	124

Capítulo IV.- NECESIDAD DEL CONTROL GEOMÉTRICO

4.1	INTRODUCCIÓN	124
4.2	EVALUACIÓN DE LAS FUERZAS PERMANENTES	125
4.2.a	DEFINICIÓN DEL ESTADO FINAL DEL PUENTE	125

4.2.b	EVALUACIÓN DE LAS TENSIONES EN LOS TIRANTES	126
4.2.c	LA IMPORTANCIA DE CENTRAR LAS FUERZAS	128
4.3	ANÁLISIS REGRESIVO	129
4.3.a	PRE-DEFORMACIONES	131
1.	ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE ACERO	133
2.	ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE CONCRETO	134
3.	ESTRUCTURAS DE CONCRETO COLADAS EN SITIO	134
4.3.b	AJUSTE FINAL DE LAS TENSIONES DE LOS TIRANTES	135
4.4	INCERTIDUMBRES GENERALES EN LOS PUENTES ATIRANTADOS	138
4.4.1	CARGAS	138
4.4.2	TENSIONES DE LOS TIRANTES	138
4.4.3	EFFECTOS TÉRMICOS	140
4.4.4	EFFECTOS DEL FLUJO PLÁSTICO EN PUENTES DE CONCRETO	143
4.4.5	EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN	143
5.	PROBLEMAS ESPECÍFICOS DE LOS TABLEROS ESBELTOS	145
5.1	FLEXIBILIDAD DEL SEGMENTO	145
5.2	DEFORMACIONES LOCALES	145
5.3	EFFECTOS TÉRMICOS EN EL CONCRETO ENDURECIDO	147
5.4	EFFECTOS DE LA SOLDADURA EN LAS JUNTAS	147
5.5	INFLUENCIA DEL FLUJO PLÁSTICO EN LOS TABLEROS ESBELTOS	149

Capítulo V.- METODOLOGÍA DEL CONTROL GEOMÉTRICO

INTRODUCCIÓN	150
5.1 DATOS PREVIOS A LA OBTENCIÓN DE LAS FLECHAS TEÓRICAS	150
5.2 CONTROL DE PESO DEL DISPOSITIVO DE MONTAJE	151
5.3 CONTROL DE PESO DEL CONCRETO	152
5.4 NIVELACIÓN DEL TABLERO	153
5.5 PROCEDIMIENTOS PARA LA TOMA DE ELEVACIONES	154
5.5.1 PUNTOS DE CONTROL	155
5.6 PRINCIPIO DEL MÉTODO DE CONTROL	158
5.7 SISTEMAS DE ANÁLISIS DE FACTORES DE ERROR	161
5.8 SISTEMAS DE CÁLCULO PARA EL NUEVO VALOR DE DISEÑO	162
5.9 DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE CÁLCULO	163
5.10 PRINCIPIOS BÁSICOS A SEGUIR DURANTE LA ERECCIÓN DE UN PUENTE ATIRANTADO	164
5.11 PASOS DEL CONTROL GEOMÉTRICO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE " BARRANCA EL ZAPOTE "	166
5.12 CONSIDERACIONES PARA REDUCIR LAS INCERTIDUMBRES GEOMÉTRICAS	167
5.13 ANÁLISIS DE LOS DEFECTOS GEOMÉTRICOS	169

Capítulo VI.- EVALUACIÓN Y RESULTADOS

INTRODUCCIÓN	172
6.1 FUNDAMENTOS DEL CONTROL GEOMÉTRICO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	172
6.2 DEFLEXIÓN VERTICAL DEL TABLERO Y DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DE LAS RAMAS DEL PILÓN EN ALGUNAS FASES SIGNIFICATIVAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.	177

**6.3 MANTENIMIENTO DEL PUENTE ATIRANTADO
" BARRANCA EL ZAPOTE "**

209

CONCLUSIONES

213

BIBLIOGRAFÍA

ANEXO FOTOGRÁFICO

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

I.- INTRODUCCIÓN.

La operación de los diferentes medios de comunicación y transporte constituye un factor fundamental de integración política, social y cultural de la Nación.

Para modernizar el país, es necesario modernizar el Transporte, instrumento básico en el crecimiento y estabilidad de la economía. Las carreteras constituyen la más importante de las infraestructuras para el transporte.

Para lograr un desarrollo más rápido de la red carretera de altas especificaciones, se llevó a cabo un Acuerdo de Concertación para Modernizar la Infraestructura del Transporte que permitió elaborar el " El Plan Nacional de Autopistas ", en el que se establecieron los términos para inantivar la participación privada. Este plan permitió iniciar un proceso de licitación para construir, operar y conservar carreteras financiadas con recursos de particulares, cuya meta fue la construcción durante el sexenio 1988-1994 de 4000 kilómetros de carreteras, en su mayor parte de 4 carriles.

El Programa de Carreteras de Altas Especificaciones requirió de grandes inversiones pero está generando importantes beneficios al usuario como son menor costo y tiempo de recorrido así como también mayor comodidad y seguridad. Entre estas carreteras destaca la carretera Acapulco - Tierra Colorada - Cuernavaca denominada carretera "Autopista del Sol".

Esta Autopista constituye una vía rápida y segura para unir la ciudad de México con el puerto de Acapulco, forma un recurso indispensable para una mayor afluencia turística entre ambas ciudades y facilita el intercambio comercial. Tiene un desarrollo de 262 km entre Cuernavaca y Acapulco, lo que significa un ahorro significativo en tiempo de 2 horas aproximadamente, respecto a la ruta anterior.

El cruce de áreas montañosas, el trazo de esta autopista requirió de cuatro puentes especiales tipo atirantado: " Quetzalapa ", " Mezcala ", " Barranca El Cañón " y " Barranca El Zapote ".

El Puente "Barranca El Zapote" objeto de esta tesis, está ubicado en el km 114 + 425 del tramo Chilpancingo - Río Balsas con origen en Acapulco, Guerrero.

Los puentes atirantados son las estructuras en las que la geometría altera los esfuerzos en sus elementos, provocando su comportamiento no lineal que se refleja en estructuras altamente sensibles a cualquier variación de carga.

Debido al comportamiento no lineal de estas estructuras es importante que durante la construcción se realice un adecuado control de la geometría y de las fuerzas en los elementos de soporte, para evitar que al término de su construcción se presenten esfuerzos parásitos que afecten la eficiencia durante su vida útil.

Debido a mi intervención personal en el *Control Geométrico* realizado en la construcción del puente "Barranca El Zapote", concebí la idea de realizar esta tesis, con el objeto de dar a conocer la necesidad y la importancia que tiene dicho control durante la construcción de puentes atirantados para lograr una adecuada calidad.

Debido a que no existe información general accesible respecto a este tema, espero que al exponer las experiencias obtenidas, los estudiantes de Ingeniería Civil así como personal dedicado a la construcción de este tipo de estructuras, obtengan de esta tesis un conocimiento general respecto al *Control Geométrico*.

Los objetivos principales de esta tesis son:

- Fundamentar teórica y prácticamente la necesidad de realizar el "*Control Geométrico*" durante la construcción de la superestructura de los puentes atirantados.
- Describir la metodología a seguir para realizar un adecuado *Control Geométrico*.
- Ejemplificar esa metodología describiendo los trabajos que se hicieron con ese propósito durante la construcción de la superestructura del puente atirantado "*Barranca El Zapote*".

Para cumplir estos objetivos, la tesis se estructura de esta manera:

En el Capítulo II para la comprensión del funcionamiento estructural de este tipo de puente se presenta una exposición general de los puentes atirantados, iniciando con una breve reseña histórica de su evolución y sus campos de aplicación, describiendo cada uno de los elementos estructurales que los forman como son los tirantes, tablero y pilones, considerando los diferentes tipos de arreglos de tirantes, los diferentes tipos de cables, las variantes de protección anticorrosiva y los detalles de conexión de los tirantes tanto al pilón como al tablero.

En este capítulo también se incluyen los diversos métodos constructivos. El método constructivo de los puentes atirantados está estrechamente vinculado al sistema de cálculo, a través de una metodología específica de " *Control Geométrico* " que asocia *proceso constructivo - calculo estructural* .

La descripción del Puente " Barranca El Zapote " se presenta en el capítulo III, considerando las diferentes alternativas estudiadas durante la elección del tipo de puente, tomando en consideración que el principal objetivo fue la reducción del tiempo de construcción y del costo.

También se presentan las características principales del proyecto y su proceso constructivo, es en este último punto en el que el control geométrico esta involucrado.

Para comprender la necesidad del Control Geométrico durante la construcción de la superestructura del puente atirantado, en el capítulo IV se presentan los conceptos teóricos que se deben considerar, se destaca la importancia del programa de cálculo estructural utilizado para el control de la construcción de cada fase de estas estructuras evolutivas.

El control geométrico es una herramienta precisa para el análisis del comportamiento real de la estructura que permite al constructor adaptar cualquier cambio que pueda surgir durante la construcción y evitar alguna decisión errónea a partir de una simple medición.

La metodología a seguir para realizar un correcto control geométrico es la clave para obtener la calidad total en el puente.

En el capítulo V se presenta la metodología general que se sigue en el control geométrico de los puentes atirantados, se describe la metodología particular que se siguió para el puente "Barranca El Zapote" la cual está íntimamente ligada con su proceso constructivo.

La evaluación y los resultados obtenidos durante algunas etapas significativas del control geométrico de la superestructura del puente "Barranca El Zapote" se presentan en el capítulo VI.

Finalmente, se presentan las conclusiones y se anexa un reporte fotográfico del puente "Barranca El Zapote" durante su construcción.

Capítulo II

**GENERALIDADES DE PUENTES
ATIRANTADOS**

II.- GENERALIDADES DE PUENTES ATIRANTADOS

1.- INTRODUCCIÓN

El Puente Atirantado es una Estructura tanto antigua como nueva en su concepto, es vieja en el sentido de que ha estado evolucionando aproximadamente durante un periodo de 400 años y nueva por su implementación moderna que comienzan en 1950 en Alemania y empieza a tener gran atracción para los ingenieros de puentes recientemente en 1970.

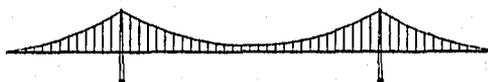
Los puentes que dependen de la alta resistencia del acero de los cables para su trabajo estructural pueden ser clasificados en puentes colgantes y puentes atirantados. La diferencia fundamental entre ellos es la manera en que el tablero está sostenido por los cables.

En los puentes colgantes el tablero esta sostenido por cables verticales relativamente cortos que están suspendidos a su vez de un cable principal que es relativamente flexible y que toma una forma que es función de la magnitud y de la posición de la carga.

Los cables inclinados de los puentes atirantados, sostienen el tablero del puente directamente. Estos cables proveen apoyos de relativa rigidez en varios puntos a lo largo del claro.



Puente Atirantado



Puente Colgante

El concepto y aplicación práctica del puente atirantado data del año 1600, en que el Ingeniero Veneciano Verantius construyó un puente con cadenas cortas tensadas .

Este concepto fue atractivo para ingenieros y constructores por muchos siglos y su experimentación y desarrollo continúa hasta los tiempos modernos en que se perfecciona en el año 1950 en Alemania .

La fabricación de varios tipos de cables estructurales con mayor resistencia y relativa facilidad de instalación, hizo que fueran reemplazadas las cadenas y barras, dando como resultado el surgimiento de los Puentes Atirantados modernos.

Debido a que en 1821 el Arquitecto Francés Poyet sugirió un puente usando barras de acero tensadas suspendidas de altas torres, el puente atirantado llegó a tener aceptación como forma convencional de construcción, la que disminuyó por la mala publicidad que siguió al colapso de dos puentes que cruzaban el río Tweed cerca de Dryburgh-Abbey, Inglaterra. Uno de ellos fue el Puente Peatonal Dryburgh-Abbey de 79 m, colapsado en 1818 cuando el viento hizo oscilar las cadenas tensadas que se rompieron en las juntas. El segundo puente colapsado fue el puente sobre el río Saale en 1824, con un claro de 78 m, el cual cruzaba río Saale cerca de Nienburg, Alemania del Este.

La razón del fracaso del Puente Nienburg no fue reportada, aunque aparentemente la falla se ocasionó por un gentío que se agolpaba para ver un festival de carreras de botes en el río.

El Ingeniero Francés Navier discutió estas fallas y sus comentarios adversos influyeron para que durante 100 años no se realizaran estructuras con el concepto de puente atirantado.

John Roebling reanudó la construcción de este tipo de puentes. En 1846 realizó un puente sobre el río Ohio y en 1855 otro para ferrocarril sobre el río Niágara con un claro de 250 m, utilizando para la suspensión de los dos tercios laterales del claro principal, cables rectos y uno curvo para el tercio central.

Y en 1883 concluye la construcción del puente Brooklyn en la ciudad de New York, obra que a la fecha se encuentra en operación, con un claro principal de 486 m.

El relativo destierro de los Puentes Atirantados durante los siglos XVIII y XIX se puede atribuir al insuficiente conocimiento técnico para el análisis teórico de fuerzas internas del sistema total.

La escasa comprensión del comportamiento del sistema atirantado y de los métodos de control de equilibrio y compatibilidad de los diversos sistemas determinados, parecen haber sido la mayor desventaja para el rápido desarrollo del concepto, pero no solamente fue la carencia de conocimientos teóricos la única limitante del desarrollo sino también la circunstancia de que los materiales de la época no eran adecuados para puentes atirantados, ya que materiales como madera, barras redondas, y cadenas de varios tipos no eran capaces de tomar la acción de fuerzas de tensión en los tirantes.

El periodo de la posguerra proporcionó la oportunidad a los ingenieros constructores y contratistas de aplicar nuevos conceptos de diseño y construcción, para la reconstrucción de más de 1500 puentes destruidos por la contienda.

Durante este corto periodo el acero tuvo gran importancia por su abundante suministro y por representar el mínimo peso para el diseño, dando como resultado el desarrollo de placas de piso ortotrópicas, que junto con el diseño de tirantes permitieron construir puentes atirantados, los que fueron en algunos casos 40% más ligeros que los construidos antes de la guerra.

Al construirse en Suecia en el año de 1955 por el ingeniero alemán F. Dischinger el Puente Strömsund, con un tramo central de 182 m y dos laterales de 75 m con tablero metálico, se inicia la era moderna de los puentes suspendidos por cables rectos. En los años subsecuentes en Alemania se construyen varios puentes de este tipo sobre el río Rhin, y a partir de la década de los sesentas empieza a generalizarse la aplicación de estos puentes en varios países de Europa, fundamentalmente empleando tableros metálicos.

En 1962 se construye en América el primer puente con esta tecnología, el puente Maracaibo, con un tablero de concreto y 5 tramos de 235 m.

México inaugura el 17 de octubre de 1984 su primer puente atirantado, ubicado sobre el río Coatzacoalcos con un claro de 288 m y tablero de concreto.

En 1988 se construye el puente Tampico, con un claro principal de 360 m y tablero metálico y recientemente, sobre la Autopista del Sol México - Acapulco se construyeron los puentes Quetzalapa, Mezcala, Barranca el Zapote y Barranca el Cañón, el primero con tablero de concreto y los otros 3 con tablero metálico.

Los factores más relevantes que contribuyeron al desarrollo de los puentes atirantados fueron:

- a) El desarrollo de métodos de análisis estructural para estructuras altamente indeterminadas, aplicando computadoras electrónicas.
- b) El desarrollo de tableros de acero ortotrópicos.
- c) La experiencia en la construcción de puentes anteriores, los cuales contenían algunos elementos básicos para los puentes atirantados. (por ejemplo, los puentes colgantes con cables atirantados en los claros extremos).

El rápido crecimiento en el número de aplicaciones del concepto de puente atirantado implica que estos puentes son altamente satisfactorios debido a su economía, facilidad de erección y apariencia estética.

2.- DESCRIPCIÓN GENERAL

En los puentes atirantados los cables inclinados sostienen en diferentes puntos al tablero del puente, directamente con cables relativamente tensos, los cuales suben la carga a un pórtico o un pilón, que se integra en la prolongación de las pilas del puente.

Los puentes atirantados son ideales para el cruce de ríos anchos, valles profundos o cañones, y para puentes vehiculares y peatonales en autopistas, y para casos en donde las pilas no representan una obstrucción. Los cables están extendidos desde uno o más pilones del puente atirantado y soportan la superestructura en muchos puntos a lo largo del claro.

En muchas ocasiones, los puentes atirantados han sido construidos para cruzar ríos navegables, donde la navegación requiere gálibos establecidos de claros horizontales y gálibos verticales sobre el nivel de las aguas máximas extraordinarias.

Los elementos relevantes para la definición del proyecto de un puente atirantado son los tirantes, el pilón y el tablero; estos tres elementos están correlacionados y sus características geométricas y mecánicas dependen en gran parte de la configuración del sistema de atirantamiento.

3. SISTEMA DE ATIRANTAMIENTO.

3.1 ARREGLO LONGITUDINAL

El arreglo de los cables en la dirección longitudinal puede variar de acuerdo con la sensibilidad del diseñador, según los claros y altura de los pilones, pero existen básicamente cuatro tipos de arreglo longitudinal para los puentes atirantados, en todo el mundo:

- a) El arreglo tipo abanico o sistema convergente (radial)
- b) Tipo arpa o sistema paralelo
- c) El semiabanico o sistema intermedio
- d) Y el arreglo tipo estrella.

3.1.a ARREGLO TIPO ABANICO O SISTEMA CONVERGENTE

En este sistema todos los tirantes convergen en el vértice del pilón, estructuralmente este arreglo es el mejor, tanto para tomar todos los cables en la parte alta de la torre como por tener la máxima inclinación respecto a la horizontal, y consecuentemente la cantidad de acero necesario es menor. Los cables transmiten la máxima componente de las fuerzas debido a carga muerta y viva y la componente axial de la estructura en el tablero es mínima.

Sin embargo la concentración de cables en la parte alta del pilón puede ocasionar problemas por congestión y por la transferencia de una fuerza vertical considerable, por lo que este detalle es bastante complejo.

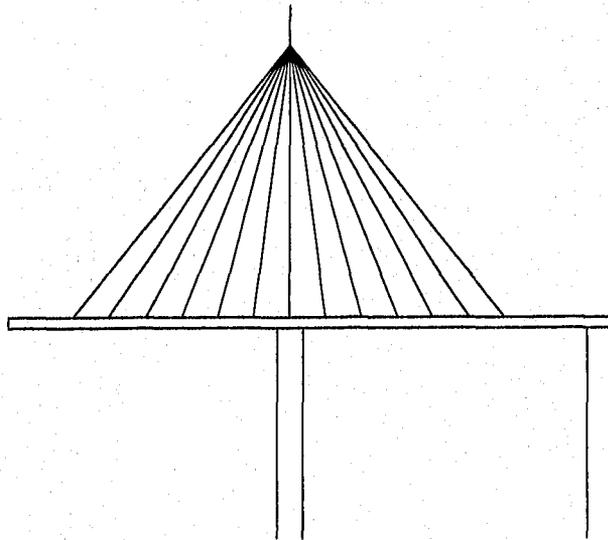


Fig. 2.1.- Arreglo Convergente o Abanico

3.1.b ARREGLO TIPO ARPA O SISTEMA PARALELO

En este sistema, los tirantes son conectados a las torres a diferentes alturas y colocados paralelos unos con otros.

No obstante, esto provoca momentos flexionantes en el pilón, además es necesario estudiar si los soportes de los tirantes inferiores pueden ser anclados en los pies de los pilones o pueden ser móviles, en una dirección horizontal.

El arreglo tipo arpa da una excelente rigidez al claro principal, si cada cable es anclado a una pila en la orilla del río.

La cantidad de acero requerida para arreglos de cables tipo arpa, es mayor que para el arreglo tipo abanico.

La curva catenaria de los tirantes y la cantidad de acero requerida, cambia con la altura del pilón, la cual también incrementa la rigidez del sistema de tirantes contra los desplazamientos.

Por estas razones, el sistema de arpa no es tan eficiente estructuralmente como el sistema radial, sin embargo, el arreglo arpa puede preferirse estéticamente sobre el sistema radial, cuando se emplee un plano doble; la intersección visual de cables se elimina si se observa desde un ángulo oblicuo.

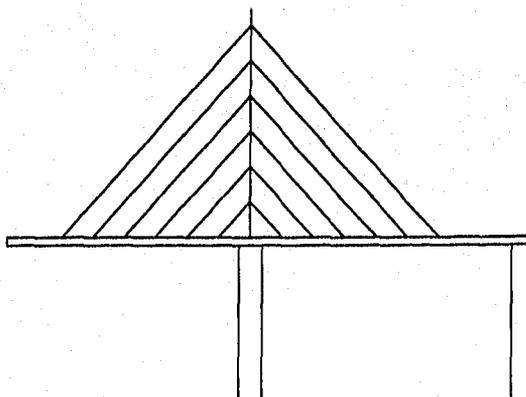


Fig. 2.2.- Arreglo Tipo Arpa o Paralelo

3.1.c AREGLO TIPO SEMIABANICO O SISTEMA INTERMEDIO

Una solución intermedia entre los arreglos tipo arpa y abanico o convergente, que hace posible combinar en forma satisfactoria las ventajas que estos ofrecen es el arreglo tipo semiabanico.

Este sistema ha mostrado ser ideal y un gran número de puentes modernos se han construido conforme a él.

Por la separación de los tirantes en la parte superior del pilón, es posible un buen diseño del anclaje y permite una reducción en el peralte, lo que hace eficaz a este sistema. Los cables situados cerca del pilón están más inclinados, separados estos en forma de arpa, con esto es posible reducir la rigidez de la conexión horizontal entre pilones y cubierta.

A primera vista, el arreglo en semiabanico parece ser menos atractivo desde un punto de vista estético, que el tipo arpa, ya que el efecto óptico del cruzamiento de los cables depende del ángulo de observación. Sin embargo, esta desventaja no se nota en estructuras de grandes claros.

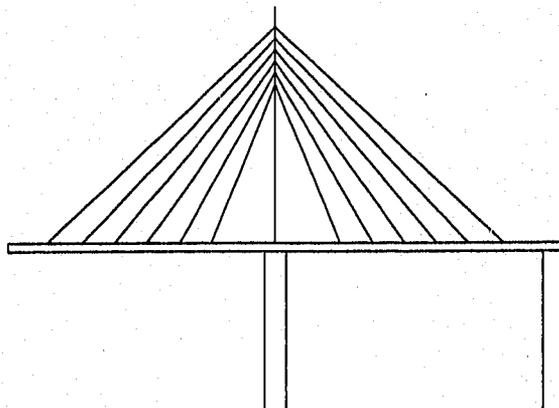


Fig. 2.3.- Arreglo Tipo Semi - Abanico

3.1.d ARREGLO TIPO ESTRELLA

El tipo estrella es un atractivo arreglo de cables, sin embargo es contradictorio en el principio de que los puntos de anclaje de los cables sean distribuidos tanto como sea posible, en el claro principal.

Los tirantes interceptan al pilón a diferentes alturas y convergen a cada lado del pilón, interceptando la estructura de rodamiento en un punto común, localizado generalmente sobre el estribo o al final de la pila del puente.

Este sistema sólo ha sido utilizado en el puente Norderelbe en Hamburgo; la razón principal de su uso fue la apariencia estética.

La altura adicional de la torre por arriba de la conexión del cable es sólo decorativa, no sirve para ningún propósito estructural. En este arreglo, dos cables funcionan como un solo cable largo; es más conveniente para la construcción emplear dos cables, ya que se obtiene una mejor apariencia que con un solo cable.

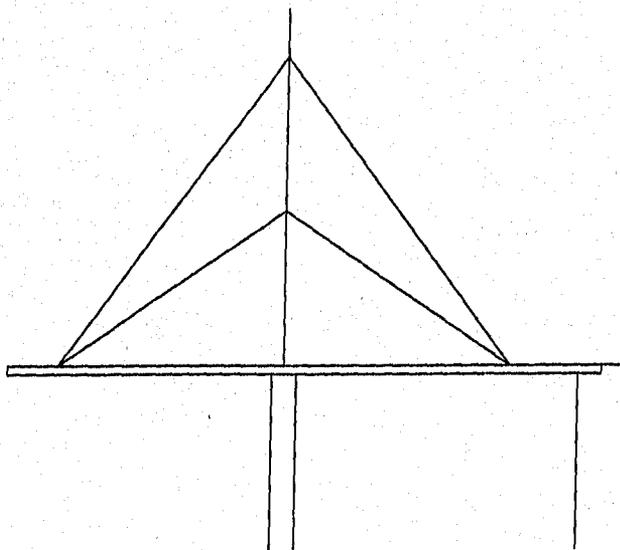


Fig. 2.4.- Arreglo Tipo Estrella

3.1.e ARREGLO ASIMÉTRICO

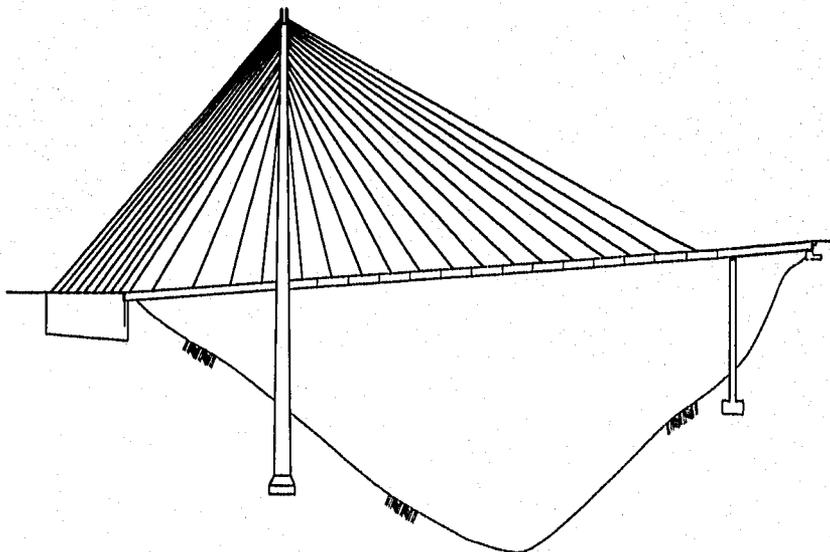
Frecuentemente las condiciones topográficas y requerimientos de espacios libres longitudinales requieren franquear un obstáculo con un solo claro, sin que sea posible el balancear la estructura.

En este caso, es posible emplear un tipo de suspensión asimétrica, caracterizado por la concentración de los anclajes de los cables.

La elección de la inclinación de los tirantes traseros depende en gran parte de la topografía del terreno existente y de las condiciones geológicas y geotécnicas de la zona de anclaje.

Desde el punto de vista económico un ángulo de 45° en los tirantes es el óptimo. Ahora, con la ayuda de la reducción del contrapeso o el anclaje necesario en la roca, hay una tendencia general a reducir la componente vertical de la fuerza de anclaje por la reducción de la inclinación de los tirantes.

Los límites de este razonamiento están basados únicamente en estática, sin tomar en cuenta las condiciones estéticas.



PUENTE ASIMETRICO

3.2 ARREGLO TRANSVERSAL

En la dirección transversal, la mayoría de las estructuras existentes tienen dispuestos los tirantes en suspensión axial o suspensión lateral, aunque también existe la suspensión espacial, la que no se considera en esta tesis porque sólo se ha empleado en puentes de líneas de tuberías o ductos.

La suspensión axial puede ser simétrica o asimétrica dependiendo de la ubicación del pilón. Así mismo la suspensión lateral puede ser paralela o convergente.

3.2.a SISTEMA CON UN PLANO CENTRAL (SUSPENSIÓN AXIAL)

El sistema con un plano, crea una línea de separación como una continuación natural de la carretera en los accesos al puente, este sistema ofrece la ventaja de pilas relativamente pequeñas, ya que su tamaño se determina por el ancho de la viga principal.

Este arreglo requiere una viga principal sección cajón de gran rigidez capaz de soportar los esfuerzos torsionantes, debido a la excentricidad de cargas vivas, dentro de los límites permisibles.

Las ventajas de esta solución son sobre todo del orden estético, ya que ofrece a los usuarios que pasan por el tablero, una vista completamente libre hacia el exterior, mientras que evita desdoblamientos de tirantes para un observador alejado, que mire la obra oblicuamente, lo que proporciona a la estructura una elegancia innegable.

Este método de suspensión se caracteriza también por generar bajos efectos de fatiga, por carga de los cables, lo que da una losa rígida en torsión teniendo gran capacidad para distribuir cargas concentradas, las cuales hasta ahora limitan las variaciones de resistencia de los tirantes.

Este tipo de diseño es recomendado para carreteras con dos cuerpos o dos sentidos.

3.2.b SISTEMA CON DOS PLANOS (SUSPENSIÓN LATERAL)

La mayoría de los puentes atriantados en nuestros días tienen sistemas de soporte lateral, el plano de los tirantes puede ser vertical o convergente.

En el primer caso se tienen dos alternativas, una cuando los anclajes de los cables están situados en el exterior del ancho útil del tablero, siendo esta disposición la mejor, ya que ningún área de la superficie del tablero es obstruida por la presencia de cables y pilones, pero la transmisión de los esfuerzos de los tirantes a la estructura del tablero necesita dispositivos especiales para transferir el cortante y momento flexionante.

Otra alternativa es cuando los anclajes se encuentran entre la calzada y las aceras, en ésta los anclajes pueden transmitir directamente sus esfuerzos a las almas del tablero, pero la desventaja es que utilizan ancho útil de la obra.

Los tirantes que están en tensión y son rectilíneos, ayudan a lograr una mejor conexión rígida entre los pilones y el tablero; la deformación de el tablero depende solamente de la variación moderada de los esfuerzos en los tirantes y en los pilones. La suspensión vertical no ocasiona problemas a la losa, el ancho de la losa depende de la distancia mínima requerida para el armado del pilón.

Generalmente es necesario balancear la flexión transversal del pilón ocasionada por la desviación de los tirantes, por medio de arriostramiento superior, la erección de los pilones, por ser un brazo vertical es simple y económica

El segundo caso es el sistema con dos planos convergentes, hacia adentro cuando se utilizan pilones en forma de "A". Este tipo de arreglo se recomienda para claros muy largos, donde el tablero y los dos planos de tirantes inclinados forman una sección rígida en flexión, la cual reduce considerablemente la posible rotación del tablero. Al reunir todos los cables en la parte alta de estos pilones, se tiene un efecto favorable que reduce las oscilaciones causadas por el viento, porque ayudan a prevenir los movimientos torsionales dañinos al tablero. La suspensión inclinada puede aumentar los problemas en dirección transversal, por lo que debe incrementarse la sección transversal de la losa o el uso de voladizos fuera de los anclajes.

4. FORMA Y RIGIDEZ DE LOS PILONES

La forma de los pilones es decisiva para la expresión estética de los puentes atirantados. Por lo tanto su diseño siempre debe ser refinado, seleccionando buenas proporciones, remate del pilón etc., para ello, un modelo puede ser de gran ayuda.

Hoy en día muchos pilones son de concreto ya que son considerablemente más baratos que los pilones de acero; el concreto también da mas libertad de ser moldeado.

Estos se pueden construir con cimbras trepantes lo que permite un mejor control de calidad y obtener pilones más esbeltos sin costos adicionales.

No es necesario un arriostramiento transversal si los cables están en un solo plano y si el centro de gravedad de la sección transversal esta próximo al plano de los cables.

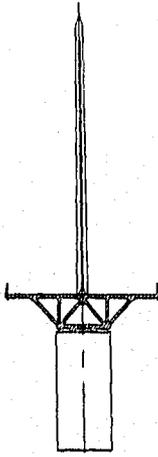
Para puentes de gran altura, puede ser necesario proveer, para las reacciones horizontales del viento, un arriostramiento transversal entre los brazos de las torres abajo del tablero.

En puentes de grandes claros, los anclajes de los cables del arreglo semi abanico pueden ocupar únicamente una pequeña porción de la cabeza de la torre, entonces una viga de arriostramiento en el extremo inferior de la zona de anclaje permite separar los brazos para que el tablero pueda pasar a través sin ningún impedimento. El arriostramiento arriba del nivel del tablero puede ser esbelto y dar una apariencia elegante entre los cables en dos planos.

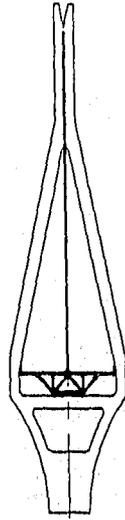
En regiones con fuertes acciones de viento y para claros muy largos, los pilones en forma de " A " son la solución óptima por apariencia y especialmente por estabilidad. Los cables dan algún efecto psicológico de protección para el pasajero.

En puentes altos, las piernas de los pilones se pueden unir debajo del nivel del tablero para apoyarse sobre un bloque de cimentación, así fue diseñado el pilón para el puente Faroe en Dinamarca.

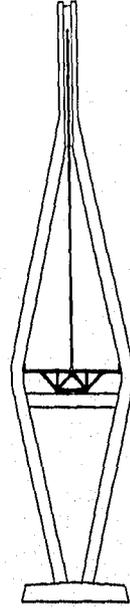
La configuración transversal depende estrechamente de la naturaleza de la suspensión axial, o lateral.



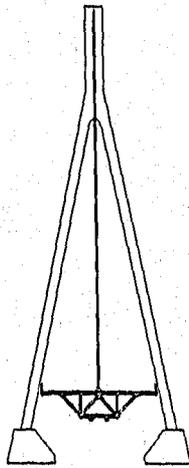
PILON UNICO



PILON EN "V" O EN "Y"
INVERTIDA.



PILON TIPO DIAMANTE.



PILON TIPO "A"



PILON LATERAL.

SUSPENSION AXIAL UN PLANO DE CABLES

La suspensión axial se presenta generalmente cuando la estructura es de dimensiones moderadas, con arreglo de cables centrales en forma de arpa o semi-abanico; la parte superior del pilón generalmente consiste de un pilón único.

Para puentes con los cables en un solo plano o con suspensiones axiales es mejor diseñar un pilón sencillo esbelto en la zona media y proteger los cables y el pilón con guarniciones resistentes.

De esta manera se realizaron el Puente del Rhin en Bonn, el puente Brotonne en Francia, el Puente Sunshine Skyway cerca de Tampa, el Puente Chao Phraya en Bangkok y otros.

Debajo de la viga cajón, debe tenerse una pila suficientemente amplia para alojar los apoyos que resisten los momentos torsionantes de la superestructura.

Los cables también pueden sostenerse con un pilón en forma de " A ", el cual puede tomar la acción horizontal del cable en la parte alta si el puente tiene alineamiento horizontal en curva y los anclajes de los cables permiten curvar la línea del centro (por ejemplo el Puente Shin Kamirai en Japón).

Los pilones inclinados hacia atrás, como el del Puente Ebro en España o como el del Puente Bratislava no brindan ninguna ventaja económica o técnica, pero sí dan una apariencia más emocionante.

Un pilón inclinado hacia afuera en dirección al claro principal como el puente Batman en Tasmania produce sentimientos de inquietud o de proximidad al colapso.

Los pilones normalmente deben ser verticales.

En una estructura de gran claro debe usarse una altura considerable del pilón arriba del tablero, el pilón tipo " Y " invertida, así como el pilón tipo diamante son los más adecuados.

La suspensión lateral depende de la estabilidad transversal de los pilones, la resistencia de las partes más bajas de los pilones y de la flexión longitudinal y transversal de los pilones. La estabilidad transversal de los pilones debe tomar en cuenta la influencia de los desplazamientos bajo la acción de cargas permanentes.

La esbeltez transversal de los pilones se puede mantener dentro de límites razonables, por medio de vigas transversales llamadas riostras, para el pilón tipo portal o en forma de "H".

Para una estructura con dimensiones moderadas, el pilón puede ser construido con dos brazos independientes llamado gemelo o en forma de U. Para este caso las fuerzas transversales, junto con los desplazamientos, pueden ser eliminados con una buena localización de los tirantes en el plano vertical.

Cuando el claro del puente y la altura del pilón son muy grandes, es necesario ubicar la riostra de tal manera que se pueda reducir la flexión transversal conjuntamente con la separación de los tirantes, esto es con un pilón tipo "A" modificada. La flexión transversal puede a veces ser totalmente eliminada cuando se utiliza un sistema radial, concentrando los tirantes en la riostra.

En estructuras con grandes claros, la altura del pilón sobre el tablero es suficiente para poder separar los brazos y juntarlos en la parte superior, por lo que el pilón a utilizar será el tipo "A", ofreciendo toda la resistencia y estabilidad necesaria para resistir las fuerzas transmitidas por los cables y por las fuerzas transversales del viento.

La resistencia de las partes más bajas de los pilones se refiere a que cualquiera que sea el número de claros y el tipo de configuración de los tirantes adoptados, la estructura se comporta generalmente como un puente flotante en la dirección longitudinal.

La estabilidad del pilón puede tomar las fuerzas debidas al viento, frenaje de vehículos, fricción diferencial y acciones sísmicas, mientras la rigidez garantiza la estabilidad.

Esta función esencial resulta de proveer resistencia en la parte de los pilones que queda debajo del tablero.

Cuando la estructura es muy grande, con un considerable peso libre bajo el tablero, o se intenta cruzar un canal, la resistencia necesaria puede solamente ser garantizada por una gran pila.

También debe tomarse en cuenta la flexión longitudinal y transversal de los pilones. Los esfuerzos de flexión longitudinal son debidos a las cargas y a la sobre carga de servicio.

A fin de reducir estos esfuerzos, se intenta anular el momento de flexión en la base de los pilones en el instante del ajuste de la tensión de los tirantes bajo las cargas permanentes, equilibrando las componentes horizontales de las tensiones de los tirantes dispuestos en la misma horizontal.

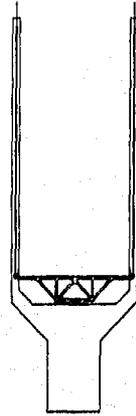
Los únicos momentos de flexión longitudinal inducidos en los pilones en servicio, provienen de la sobrecarga y de los efectos termohigrométricos (efectos climáticos, temperatura y humedad).

Los efectos de flexión transversal provienen esencialmente del efecto del viento, ya que los pilones se encuentran sometidos a presiones muy elevadas debido a su gran altura.

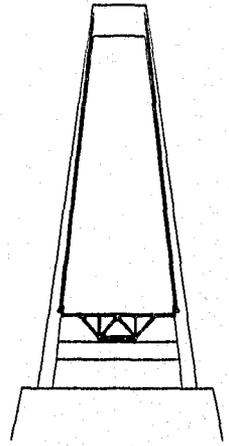
Por lo anterior se puede decir que la forma y estabilidad de los pilones está condicionada por su esquema longitudinal y transversal, por su forma de ligarse al tablero o pilas principales, ya sea articulado, empotrado elásticamente o empotrado perfecto y por el sistema de atirantamiento, incluyendo el tipo de fijación de los tirantes sobre los pilones ya sea apoyo fijo o móvil.



PILON TIPO "H"



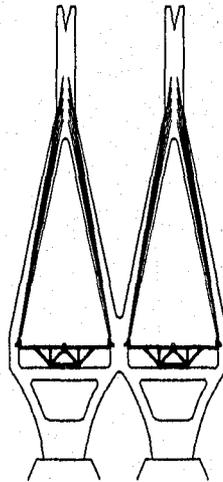
PILON TIPO "U"



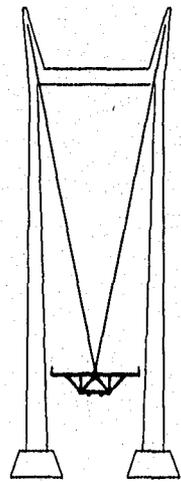
PILON TIPO "A"
MODIFICADA



PILON TIPO DELTA



PILON DOBLE TIPO DELTA



PILON TIPO TRAPEZOIDAL

SUSPENSION LATERAL DOS PLANOS DE CABLES

5.- TIPOS DE SUPERESTRUCTURA O SISTEMAS DE PISO.

La superestructura para un puente atirantado toma tantas formas como sistemas estructurales existen, pero siempre debe satisfacer algunas condicionantes tales como gran ligereza, satisfactoria estabilidad aerodinámica y facilidad de anclaje de los tirantes.

Existen básicamente dos tipos de vigas utilizadas más frecuentemente, " La armadura rígida " y " Los tipos de vigas con alma sólida " .

La experiencia con estos dos sistemas indica que el tipo de armadura rígida es menos utilizado en los diseños, ya que requiere más trabajo de fabricación, es relativamente más difícil de montar, más susceptible a la corrosión y poco confiable.

Cuando se requiere de mayor rigidez a la torsión, se utiliza la sección transversal tipo cajón. Esta puede ser de una o de muchas células, con lados rectangulares o similar al tipo trapezoidal.

En cada uno de estos tipos, el ancho de la calzada comprende los extremos de las vigas cajón.

Cuando la calzada requiere un gran número de líneas de tráfico, la longitud transversal requiere efectivos sistemas de vigas - cajón para soportar la estructura del sistema de piso.

En la búsqueda de un sistema más eficiente de piso del puente, se ha realizado un gran avance con el desarrollo de los tableros ortotrópicos.

Una estructura ortotrópica está constituida por una placa relativamente delgada rigidizada longitudinalmente mediante costillas soldadas, las que a su vez, se apoyan en piezas transversales. La estructura resulta ortogonal y anisotrópica, es decir, con propiedades muy diferentes en cada una de las direcciones principales, desde un punto de vista elástico.

La combinación abreviada de los adjetivos ortogonal y anisotrópica, ha dado lugar a la designación ortotrópica, que se aplica a estas estructuras.

Por las experiencias en el diseño de la cubierta de puentes se ha visto un incremento en el uso del arreglo viga-cajón *ortotrópico* con extensiones en cantiliver para obtener el ancho necesario para recibir la calzada y con una mejor estabilidad aerodinámica.

En un sistema con un plano axial de cables, se prefiere la *viga - cajón* ya que ofrece mayor rigidez a la torsión y en este sistema de cables es esencial una alta rigidez a la torsión.

Con la aparición de los puentes con múltiples tirantes, los cuales favorecieron el desarrollo de los sistemas de piso de concreto, surgió la necesidad de proveer una sección transversal con alto grado de rigidez.

La rigidez óptima depende del espaciamiento de los tirantes del método de suspensión y del ancho del puente.

Para puentes que usan una suspensión lateral, es generalmente posible tener sistemas de piso esbeltos, dado que la flexión longitudinal es relativamente menor y no se necesita una alta rigidez a la torsión.

Las dimensiones mínimas son las que se requieren para resistir los momentos transversales y las considerables cargas concentradas en los anclajes. Estos dos efectos incrementan conforme el ancho del tablero incrementa. Requiriendo un buen balance entre fuerzas en las direcciones longitudinal y transversal.

El método de erección seleccionado y las consideraciones económicas son el parámetro para decidir el tipo de material para la superestructura.

El peso propio tiene una influencia directa en la capacidad requerida para los tirantes, pilones y cimentación. Los siguientes valores pueden ser usados como indicación:

- | | |
|--------------------------------|---------------------------------|
| a) Sistema de piso de acero | 2.5 - 3.5 kN / m ² |
| b) Sistema de piso compuesto | 6.5 - 8.5 kN / m ² |
| c) Sistema de piso de concreto | 10.0 - 15.0 kN / m ² |

5.1 SISTEMAS DE PISO DE ACERO

Un sistema de piso metálico provee la respuesta óptima a las demandas por economía en el uso de materiales. Es posible limitar su peso propio a un valor, el cual es casi la quinta parte del tablero de concreto.

Por otro lado, a pesar del uso de métodos más avanzados de racionalización y automatización (en particular con losas ortotrópicas), el uso de una sección transversal de acero es, en nuestros días dos o cuatro veces más costosa que su equivalente en concreto.

Sin embargo, la reducción de peso propio de la losa del tablero, podría resultar atractiva en los otros elementos de carga tales como tirantes, pilones y cimentaciones, por lo que un puente atirantado con tablero de acero es competitivo.

Para estructuras con pequeños y medianos claros, los cables representan sólo del 10 al 20% del costo total. Hasta ahora, la economía en el costo de los tirantes es generalmente inadecuada, especialmente desde el punto de vista de resistencia a la fatiga.

Para puentes con grandes claros, la reducción en el peso propio es vital y solamente sistemas de piso muy ligeros pueden ser tomados en consideración.

Los puentes construidos con un diafragma sólido en la viga principal pueden ser divididos en dos tipos: los construidos con vigas "I" y los construidos con una o más secciones cajón cerradas.

5.1.a- SISTEMAS DE PISO FORMADOS POR ARMADURAS

Durante la década pasada, las armaduras fueron raramente usadas en la construcción de puentes.

Comparadas las armaduras a las vigas diafragma sólidas, las armaduras presentan una desfavorable apariencia visual.

Las armaduras requieren de un gran trabajo de fabricación y mantenimiento, y su protección contra la corrosión es difícil. Así, excepto para circunstancias especiales, una viga diafragma sólida es más satisfactoria desde un punto de vista económico y estético.

Sin embargo, por razones aerodinámicas, las armaduras pueden ser usadas en lugar de vigas.

También en el caso de combinaciones de tráfico de carretera y ferrocarril, cuando se usan dos cubiertas, las armaduras pueden proveer de muchos elementos para la transmisión de las cargas en dichos puentes.

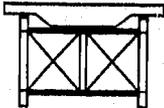
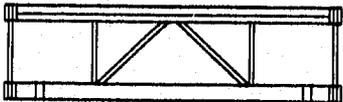
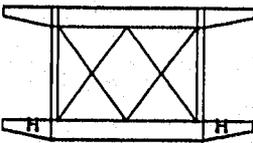
5.2 SISTEMA DE PISO DE CONCRETO

La idea de un sistema atirantado fue inicialmente desarrollada para estructuras de acero, rápidamente surgieron en la construcción los sistemas de piso de concreto, ya sea colados en sitio o prefabricados. Esto surgió en la construcción de puentes por doble voladizo, con los tramos cortos directamente soportados por cables permanentes.

Las fuerzas en la sección transversal hasta ahora resultan moderadas durante la construcción y el equipo necesario durante la erección se reduce al mínimo.

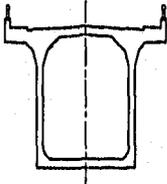
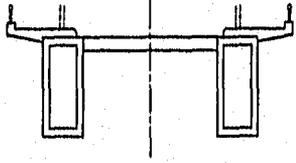
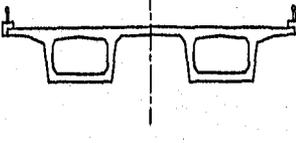
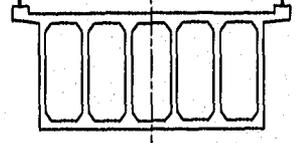
Los altos pesos propios de las cubiertas de concreto no son de gran importancia en el caso de pequeños y medianos claros. Soluciones semejantes pueden ser también económicas para trabajos importantes.

TIPOS DE ARMADURAS RIGIDAS.

	TIPO DE PUENTE	SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO
1	VEHICULAR	
2	VEHICULAR Y FERROVIARIO (PROYECTO)	
3	VEHICULAR Y FERROVIARIO (PROYECTO)	
4	VEHICULAR Y FERROVIARIO (PROYECTO)	

Los primeros puentes atirantados construidos en concreto fueron diseñados por R. Morandi (Maracaibo, Wadi - Kuf, Genes etc.). Estas estructuras fueron provistas con una sección transversal bastante rígida formada por traveses precolados, la suspensión ofrecía solamente dos soportes intermedios por tramo. En nuestros días, un diseño de este tipo es ambiguo, particularmente por el costoso equipo requerido para su erección.

TIPOS DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO

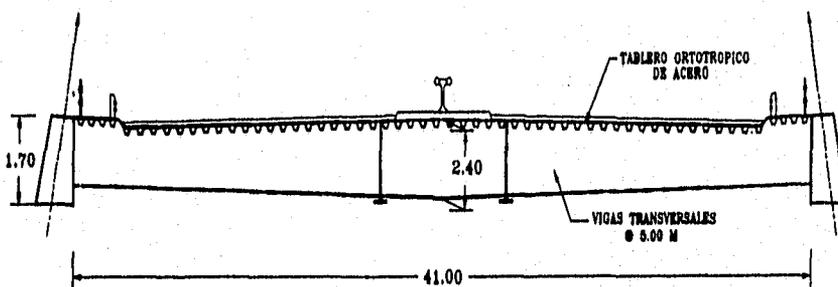
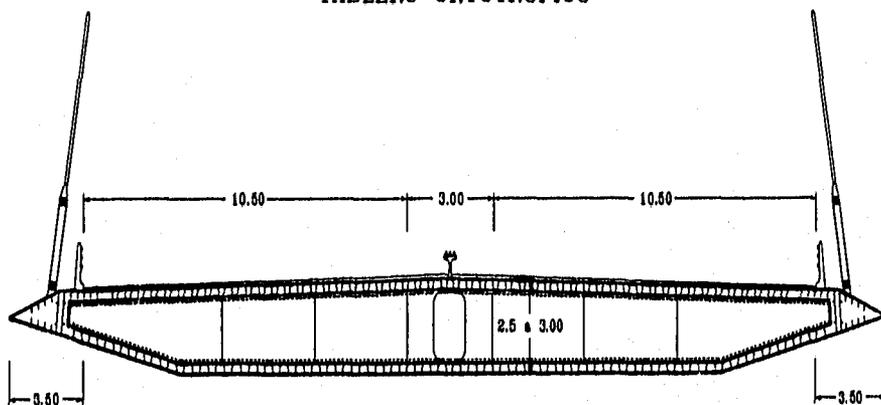
	TIPO DE VIGA	SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO
1	VIGA CAJON SIMPLE (PUENTE WADI KUF, LIBIA)	
2	VIGA CAJON DOBLE (PUENTE RIO PARANA, ARGENTINA)	
3	VIGA CAJON DOBLE (PUENTE RIO WAAL, HOLANDA)	
4	VIGA CAJON MULTIPLE (VIADUCTO POLCEVERA, ITALIA)	

Durante la década pasada muchos puentes atirantados se construyeron con viga principal y losa de concreto reforzado o presforzado.

Estos puentes son económicos, poseen alta rigidez y muestran relativamente pequeños desplazamientos.

El efecto de amortiguamiento de estas estructuras monolíticas es muy alto y las vibraciones relativamente pequeñas.

TABLERO ORTOTROPICO



5.3. TABLEROS MIXTOS

Como confirman estudios recientes y puentes actuales, el uso de una mezcla de concreto y acero en el diseño de estructuras de puentes atirantados presenta considerables ventajas, las cuales sin embargo, no han sido totalmente explotadas. Debido al excesivo costo de las losas ortotrópicas, generalmente los ingenieros y las autoridades llegan a descartar esta solución, que puede ser técnicamente interesante, porque puede proveer una acertada construcción de la superficie de la calzada en concreto, además de hacer uso de ventajas inherentes en construcción metálica para los otros elementos de la estructura.

El interés de este tipo de construcción reside en la apreciable reducción del peso propio y en la facilidad de erección de las partes de acero. El hecho de que el peso del tablero mixto es mayor que un tablero de acero, generalmente no es una desventaja crítica, excepto en puentes con claros muy largos.

6.- TIRANTES

Los tirantes son uno de los principales miembros estructurales del puente atirantado y es determinante seleccionar con gran cuidado su material y su fabricación.

Los requerimientos para los tirantes son:

- Alta capacidad de soporte
- Alto módulo de Young
- Sección transversal compacta
- Alta resistencia a la fatiga
- Facilidad de protección a la corrosión
- Fácil manejo e instalación
- Bajo costo

Existen varios tipos de cables para usarse como tirantes en los puentes atirantados. La forma o configuración del cable depende de su manufactura, que pueden estar compuestos por alambres paralelos, torones o cables paralelos, torones sencillos, torones cerrados, o barras sólidas.

Dando una definición de los términos usuales se tiene:

Cable.- Cualquier miembro flexible, formado de uno o más grupos de alambres, torones, o cordones.

Alambre.- Una simple barra estirada en frío en una longitud continua.

Torón.- Un arreglo de alambres colocados helicoidalmente alrededor de un alambre central para formar una sección simétrica (con la excepción de torones de alambres paralelos).

- Cordón.-** Un número de torones enrollados alrededor de un núcleo que está compuesto de un torón o de otro cordón.
- Torones.-** Semejantes a los torones excepto que los alambres en algunas capas
- Cerrados** están formados para cerrarlos conjuntamente, en vez de un cordón alrededor.
- Torones de alambres.-** Alambres arreglados individualmente en una configuración paralela paralelos sin el trenzado helicoidal.

Una de las más importantes características de los cables de acero es su inherente resistencia e integridad estructural. Esta resistencia es el resultado de un excelente control de calidad mantenido durante todos los procesos de fabricación, desde la selección del mineral de hierro hasta el producto final.

PRE ALARGAMIENTO.

Aunque el acero de los cables y torones se considera que tiene propiedades elásticas favorables y satisfactorias para muchos requerimientos de servicio, para ciertos usos extremos, tales como aplicaciones estructurales, es necesario aplicar un alargamiento adicional al producto elaborado.

Se requiere cierta elasticidad para múltiples aplicaciones tales como los cables principales y colgadores en los puentes colgantes, tirantes para altas torres en puentes atirantados, estructuras de cubierta con suspensión de cables, y cargadores para edificios.

El pre alargamiento puede definirse como la aplicación de una determinada fuerza de tensión para un torón o cable terminado, a fin de eliminar la relajación (alargamiento de fabricación) inherente en el proceso de manufactura.

El pre alargamiento de los cables queda dentro de los límites del módulo de elasticidad del material con la capacidad necesaria para aplicaciones estructurales, de esta manera el proyectista puede predecir la elongación bajo carga con un alto grado de precisión.

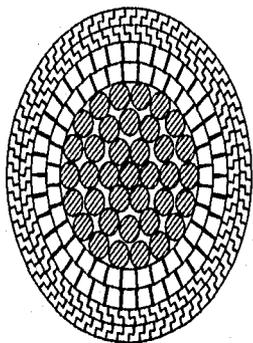
La operación del pre alargamiento consiste en alargar una cierta longitud específica del cable (algunas veces como una longitud de 5000 ft.- 1500 mts), en una longitud sucesiva de "mordeduras" sobre una máquina de alargamiento con una tensión o apretón de los gatos.

La eliminación del alargamiento de fabricación se efectúa en repetidas aplicaciones de tensión de carga en los cables con lo que las componentes de las fuerzas en los alambres se uniformizan en contacto confinante.

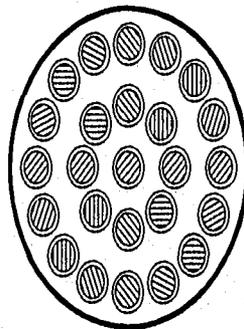
Desde la cama de pre alargamiento, el cable se mantiene con las propiedades elásticas uniformes bien definidas que son similares a las del acero propiamente.

La carga aplicada de pre alargamiento usualmente no excede el 55 % del rango mínimo del esfuerzo de ruptura para torones o el 50 % del esfuerzo de ruptura para los cables, eliminando el alargamiento de fabricación.

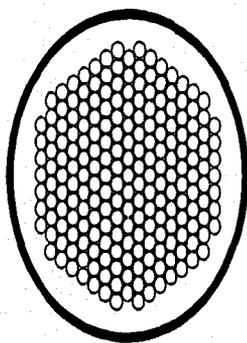
El equipo de pre alargamiento utilizado para la manufactura de los cables permite al proyectista predecir el mejor comportamiento elástico de los torones y cables después de la erección de la estructura, debido, a que se ha eliminado el alargamiento de fabricación de los cables.



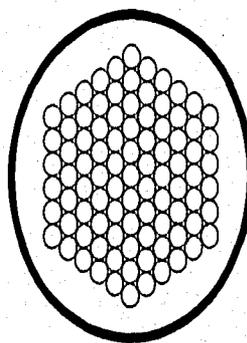
Torón Helicoidal Cerrado



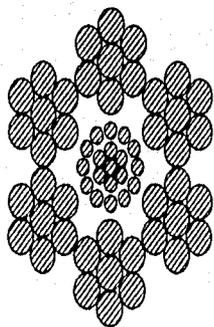
Barras Paralelas



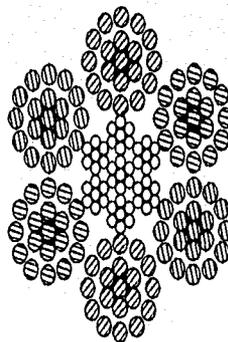
Alambres Paralelos



Torones Paralelos



Cables



Cordón

6.1 MÓDULOS DE ELASTICIDAD.

La magnitud de la elongación elástica de un cable bajo tensión depende del valor del *módulo de Young (módulo de elasticidad E)* que se define como :

" La relación de esfuerzo unitario en el cable que corresponde a una deformación unitaria dentro de un rango de fuerza definido ".

$$E = \sigma / \epsilon$$

Diferente de la convencional prueba de tensión el valor del módulo de elasticidad para los cables se determina calculando sobre una base de medición del espesor del área metálica incluyendo el recubrimiento de Zinc, y de una medida de longitud no menor a 100 plg (2.54 m).

La experiencia en el pre alargamiento ha indicado que los datos de esfuerzo - deformación tomadas con longitudes de 1600 ft (487.70 m) son mucho más precisas que aquellas tomadas en una longitud medida de 100 plg (2.54 m).

El dato de elongación usado para calcular el módulo de elasticidad se toma cuando la tensión en el cable no es menor al 10 % de la mínima tensión de ruptura y no mayor del 90 % de la carga de pre alargamiento.

El valor del módulo de elasticidad se determina utilizando la expresión convencional para el cálculo de la elongación elástica de una longitud específica, del material tal como :

$$E = Pl / A e$$

donde :

E = Modulo de Elasticidad de Young psi (lbs / plg²).

P = Incremento de carga, lbs.

l = Longitud calibrada, plg.

A = Área total metálica, plg²

e = Elongación provocada por el incremento de carga, plg.

El valor de E varía con el tipo de cable, tal como los torones, cordones, o cables paralelos, así como también depende de la cantidad de recubrimiento de Zinc aplicado a los alambres.

Las especificaciones ASTM establecen los mínimos valores que se deben usar para varios tamaños y recubrimientos. Los valores mínimos de los módulos de elasticidad para alambres de torones y cables pre alargados con recubrimiento de Zinc clase "A"

Tipo	Diámetro	Módulos de Elasticidad
Torón	1 / 2 a 2 9/16 "	24,000,000 psi
	2 5/8 " y mayores	23,000,000 psi
Cable	3 / 8 a 4 "	20,000,000 psi

Tabla Módulos de Elasticidad mínimos para recubrimientos de Zinc clase " A ".

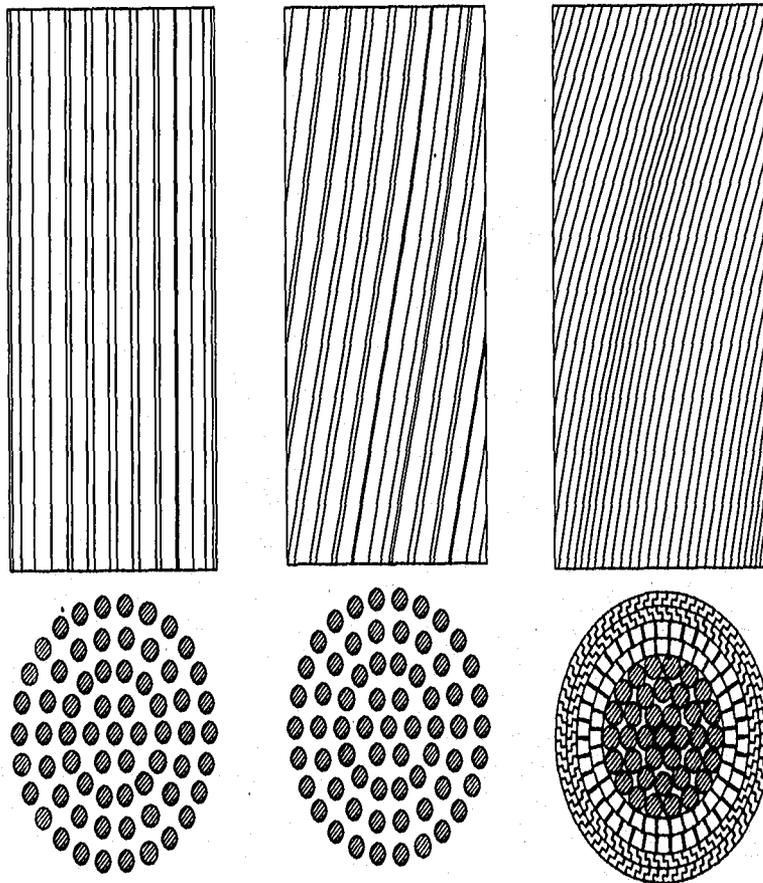
6.2 COMPARACIÓN ENTRE EL TORÓN Y EL CABLE.

Las diferentes Especificaciones ASTM para las fuerzas de ruptura de torones y cables para un diámetro dado no son las únicas consideraciones involucradas en la selección del cable para una aplicación específica, debido a los diferentes procesos de manufactura que utilizan torones en vez de alambres para hacer cables.

Las diferencias significativas entre torones y cables, las cuales pueden ser consideradas para realizar una selección se mencionan a continuación :

- 1.- El torón es más fuerte que el cable del mismo diámetro.
- 2.- El torón tiene un módulo de elasticidad superior que el cable.
- 3.- El torón es menos flexible que el cable, y no se utiliza con pequeños dobleces de radios de curvatura.
- 4.- Los torones tienen mayor diámetro de alambres que el cable del mismo tamaño, consecuentemente el torón de una clase dada de recubrimiento de Zinc es más resistente a la corrosión debido al mayor espesor de recubrimiento de los alambres.
- 5.- El torón se especifica cuando la flexibilidad o flexión no es un requerimiento primordial.
- 6.- El cable se especifica cuando la flexión del cable es una consideración importante en la aplicación.
- 7.- La superficie exterior del torón es más tersa que el cable, por lo tanto se puede proteger más fácilmente con un recubrimiento de pintura.
- 8.- El torón utiliza pequeños accesorios de ajuste, debido a que el diámetro del torón requerido para una carga dada es más pequeño que el cable.
- 9.- El cable es más fácil de manejar en campo debido a que es más flexible.

TIPOS DE TORONES



Torones Paralelos

Torón Helicoidal

Torón Helicoidal Cerrado

10.- Las silletas para los cables son generalmente más pequeñas que aquellas para los torones debido a que los cables pueden doblarse en pequeños radios.

11.- Debido a la flexibilidad del cable, los cambios de ángulo en bordes y abrazaderas pueden ser mayores que en los torones.

TORONES HELICOIDALES CERRADOS.

El torón helicoidal cerrado, el cual ha sido utilizado extensivamente en muchos de los primeros puentes atirantados en Europa (primero en Alemania), es también un tipo de torón helicoidal.

El torón helicoidal cerrado tiene una porción central compuesta de un número de alambres redondos, varias capas interiores de cuñas o alambres en forma de claves, y finalmente varias capas exteriores de alambres en forma de " Z " o en forma de " S ".

Las ventajas de este tipo de torón comparado con el torón estructural ASTM A 586 previamente discutido son las siguientes :

- 1.- Incrementa la protección a la corrosión por el virtual espesor interior cerrado, de la forma de los alambres.
- 2.- La densidad del torón es aproximadamente del 90 % para los torones helicoidales cerrados comparado con aproximadamente el 70 % del torón estructural con todos los alambres redondos.
- 3.- Un módulo de elasticidad superior de aproximadamente 25,000,000 psi.
- 4.- Debido al especial perfil de los alambres en forma de " Z " o " S " un torón helicoidal cerrado es relativamente insensible a las presiones de los apoyos comparados con los torones estructurales.

BARRAS PARALELAS.

Los tirantes de barras paralelas han sido usados solamente en 2 Puentes Atirantados el Puente Main River construido en 1971 y el Puente Penang en Malasia terminado en 1985. Este tipo de barras tienen un esfuerzo mínimo último a la tensión de 150,000 psi (1035 MPa) y un rango de tamaño de diámetro desde 5 / 8 hasta 1 3/8 " (de 15 a 36 mm.) En la fabricación de un tirante las barras deben acoplarse juntas debido a que en el acoplamiento de la barra la resistencia a la fatiga es menor que en un alambre.

ALAMBRES PARALELOS.

El botón de la cabeza de los alambres está anclado individualmente en un anclaje socket consecuentemente el tirante es prefabricado.

El proceso de fabricación para tirantes de alambres paralelos usa el mismo diámetro de alambres en diversas cantidades para formar una configuración hexagonal.

La experiencia ha indicado que el hexágono perfecto es el mejor agrupamiento compacto de los alambres y proporciona una geometría en la cual la igual longitud individual de los alambres puede mantenerse fácilmente lográndose así la uniformidad de esfuerzo en todos los alambres.

Los tirantes de alambres paralelos son pre ensamblados, en contraste a los torones estructurales no se requiere de pre alargamiento debido a que en su elaboración se elimina el alargamiento.

El módulo de elasticidad mínimo de un torón de alambres paralelos está en el rango de 27,500,000 a 28,500,000 psi (189,655 a 196,552 MPa) comparado con el valor menor de 24,000,000 psi (165,517 MPa) para torones de 2 9/16 " (64 mm) y diámetros más pequeños.

El alto módulo es el resultado de que los alambres sean colocados en una posición paralela y por lo tanto las características elásticas se aproximan a la de un alambre individual. Algunas pruebas de laboratorio han indicado que el módulo de elasticidad para torones de alambres paralelos es de 27,500,000 psi (189,655 MPa) el cual es ligeramente menor que el valor de un alambre individual.

Se prefiere utilizar un valor efectivo de 27,500,000 psi (189,655 MPa) para torones de alambres paralelos tomando en cuenta el hecho que los módulos de elasticidad de los alambres individuales tienden a bajar conforme al tiempo.

TORONES PARALELOS.

Una innovación muy reciente para tirantes es el uso común de torones presforzados paralelos de 7 alambres con diámetro de 0.6 " (15.24 mm.)

Este material tiene un esfuerzo mínimo último de tensión de 270,000 psi (1860 MPa) estos torones tienen relativamente un alto esfuerzo de ruptura que da como resultado un volumen menor de acero así como menor peso de los tirantes.

Los torones están anclados individualmente en el extremo de los anclajes de los tirantes por medio de cuñas con los dispositivos adecuados, por lo tanto permiten la prefabricación o fabricación de tirantes en sitio sobre el puente.

COMPARACIÓN DE VARIOS TIPOS DE TIRANTES.

La siguiente tabla presenta una comparación de los esfuerzos mínimos de ruptura permisibles para esfuerzos de trabajo para varios tipos de tirantes. Los tirantes estructurales más eficientes de la tabla son aquellos que están compuestos de alambres paralelos A 421 o torones paralelos A 416.

Tipo	Esfuerzo Mínimo de Ruptura		Esfuerzo Permissible	
	psi	Mpa	psi	Mpa
Cable A 603 ^a	220,000	1,520	0.33 f _{pu} = 73,300	507
Torón A 586 ^a	220,000	1,520	0.33 f _{pu} = 73,300	507
Barras A 722	150,000	1,035	0.45 f _{pu} = 67,500	466
Alambres Paralelos A 421	240,000	1,655	0.45 f _{pu} = 108,000	745
Torones Paralelos A 416	270,000	1,860	0.45 f _{pu} = 121,500	837

^a Recubrimiento de Zinc clase A.

6.3 PROTECCION CONTRA LA CORROSION.

La protección de los cables estructurales contra la corrosión es esencial porque el picado y / o las muescas de la superficie de los alambres de acero crean puntos de debilidad, y no pueden resistir concentraciones de esfuerzos en estos puntos.

La corrosión afecta en grados variables todos los productos de acero, y los cables estructurales son susceptibles a oxidación como otros productos de acero; la protección de los alambres se da suministrando varios espesores de recubrimiento de Zinc, dependiendo de la ubicación de los alambres en el cable y el grado de exposición atmosférica esperada.

Las especificaciones ASTM (A 586 y A 603) requieren que la conformación de Zinc para recubrimiento sea mejorado en alto grado. Según las especificaciones ASTM B6, los diferentes espesores de recubrimiento de Zinc se clasifican como clase A , B y C.

El recubrimiento clase " A " es el espesor básico que varía entre 0.40 y 1.00 onzas / ft² de la superficie cubierta del alambre (122 a 305 gr / m²).

Los recubrimientos clase " B " están duplicados en peso y los recubrimientos clase " C " son tres veces más pesados.

Las especificaciones ASTM indican los valores del esfuerzo de ruptura para tres tipos de cables, dependiendo de los recubrimientos de Zinc y la posición de los alambres en el cable, tales como :

- 1.- Recubrimiento clase "A" para todos los alambres.
- 2.- Recubrimiento clase "A" para los alambres interiores y recubrimiento clase "B" para los alambres exteriores.
- 3.- Recubrimiento clase "A" para alambres interiores y recubrimiento clase "C" para alambres exteriores.

Son posibles otros arreglos de recubrimientos si las condiciones atmosféricas justifican mayor o menor protección.

Como regla general el "Manual para Aplicaciones Estructurales de Cables de Acero para Construcción" establece que el recubrimiento clase "A" es adecuado para usos interiores y en la mayoría de las exposiciones exteriores.

Para exposiciones más severas, están disponibles los recubrimientos clase B y C como se indica en las Especificaciones ASTA, si la exposición es extrema, tal como la condición de condensación pesada, sales o atmósfera química, se debe aplicar una protección adicional.

Los métodos aceptables para la protección adicional de los cables son la pintura, el encamisado plástico y el uso de compuestos preventivos de oxidación; se debe notar que en las recomendaciones del Consejo de Pinturas para estructuras de Acero de las especificaciones federales TT - P - 641 se sugiere que el óxido de zinc puede ser pintado para restablecer la protección original del recubrimiento de zinc especialmente cuando sea pequeña la flexión de los cables.

Se debe tener presente, que como el recubrimiento de zinc, incrementa el espesor, éste desplaza una gran porción del área de acero, y como resultado el esfuerzo de ruptura del mismo cable se reduce cuando se utilizan recubrimientos pesados. Por otro lado, el constructor y el proyectista deben considerar la conveniencia de reducir el esfuerzo cuando se requiere más protección de zinc para un diámetro de cable dado.

Debe notarse que el proceso de aplicación del recubrimiento de zinc en los alambres puede reducir el esfuerzo de tensión aproximadamente en un 8 %.

La protección actual contra la corrosión para los tirantes consiste en encapsular en una funda e inyectar lechada de cemento.

La funda puede ser un tubo de acero o de polietileno. Los requisitos para el tubo de polietileno indican que debe ser tubo plástico negro de polietileno grado P33 conforme a las especificaciones ASTM D 3035 y reunir las siguientes propiedades mecánicas adicionales.

Elongación en el punto de fluencia de 16 % , esfuerzo de tensión en el punto de fluencia de 300 psi, elongación a la ruptura mayor al 100 %.

La expansión radial en las puntas de inyección de la lechada puede limitarse al 2% dentro del diámetro original del tubo.

Se incorpora a la resina carbón negro dentro del tubo de polietileno en suficiente cantidad para proporcionar resistencia a la degradación ultravioleta de acuerdo con las especificaciones ASTM D1248.

La relación del diámetro extremo a la pared del espesor del tubo es aproximadamente del 18/1 a fin de resistir su manejo y esfuerzo durante la erección en adición a la presión de la lechada.

El envainado alrededor del tirante es envuelto con el relleno de la lechada de cemento Portland y proporciona el mismo objetivo que en los torones postensados.

Las propiedades alcalinas de la lechada realizan una protección activa a la corrosión. Una proposición más reciente es el de recubrir individualmente los alambres o torones con un material epoxy en la misma manera como se cubren las barras reforzadas, excepto que se usa un espesor mayor. De esta manera se evita los métodos temporales de protección a la corrosión requeridos durante la construcción, antes de inyectar con lechada los tirantes.

MANEJO

El manejo de los tirantes es una consideración importante para prevenir los daños, que pueden ahorrar vidas y dinero durante la erección y la conservación de la estructura.

Los torones o alambres no deben ser arrastrados sobre obstáculos que puedan causar cortes, muescas, o abrasión sobre los alambres antes de que sean insertados en la vaina. Estos defectos pueden causar fallas prematuras a los cables debido a la concentración de esfuerzos locales.

El almacenamiento sin protección de los torones o alambres en locales sujetos a corrosión pueden causar picaduras y oxidación, que deterioran los alambres reduciendo así la capacidad de carga a la tensión e incrementando la probabilidad de una falla temprana.

El carrete permite rotar los alambres o torones sin hacer daño y evitar retorcimientos o enroscado que dañarían a los alambres.

Durante la erección, cuando se iza un tirante en su posición, el anclaje del malacate puede ser conectado de tal manera que evite dobleces angulares en el cable, y el cable se mantenga libre de obstrucción para evitar abrasión.

Los torones están empaquetados en la planta de fabricación de acuerdo a practicas aprobadas, dichos torones se empaquetan en rollos sobre carretes con los cuidados de la manufactura, de tal manera que no puedan ocurrir deformaciones permanentes en los alambres.

En el caso de tirantes prefabricados envainados en los tubos de polietileno, se requiere de una coordinación muy cuidadosa con el fabricante, para evitar tener los tirantes enrollados por un gran tiempo antes de la instalación.

El tubo de polietileno puede tomar un endurecimiento permanente en la etapa de enrollado. En el caso de que el tubo de polietileno llegue a tener un endurecimiento permanente se puede suavizar aumentando la temperatura del tubo de polietileno antes de desarrollarlo. Se debe consultar al fabricante para realizar el procedimiento, con la temperatura adecuada.

EL TIRANTE "FREYSSINET".

Gracias a la experiencia en obras y a los ensayos, "Freyssinet" ha desarrollado un sistema de tirantes modular que cumple con todas las exigencias requeridas por las estructuras civiles tradicionales y de vanguardia, cubiertas atrantadas, péndolas de puentes colgantes, y similares.

La tecnología del tirante Freyssinet se basa en la independencia total de cada torón, y presenta las siguientes características :

- anclaje individual
- protección individual contra la corrosión
- posibilidad de montaje, tensado, desmontaje y sustitución individual.

La capacidad de carga en servicio cubre una gama normal entre 1,430 kN y 15,144 kN , pero se han suministrado tirantes mucho mayores (24,446 kN en la torre de Collserola en España).

En cuanto a la longitud práctica de los tirantes, no se prevé un límite por el momento (los tirantes más largos del puente de Normandía, Francia, tienen 448 m de longitud).

EL TORÓN DEL TIRANTE "FREYSSINET".

El elemento resistente de los tirantes Freyssinet es un paquete de torones de 7 alambres, de 15 mm de diámetro nominal de acero de alta resistencia, protegido individualmente.

El cordón se galvaniza en caliente antes de la última pasada de treflado, y a continuación se envaina en la trefilería con una envolvente de polietileno de alta densidad. Todas las rendijas entre los alambres, y el perímetro entre el torón y la vaina, se rellenan con cera de petróleo.

El torón cumple con los requisitos de la mayor parte de las normas nacionales e internacionales además con las siguientes especificaciones :

- Resistencia a la fatiga : (2 millones de ciclos con $\Delta\sigma = 280 \text{ N/mm}^2$ y $\sigma_{\text{máx}} = 0.45 \text{ Rg}$)
- Ductilidad (Resistencia a la tracción desviada) < 20 % según FIP.
- Zinc : $180 \text{ g/m}^2 < \text{peso del revestimiento} < 340 \text{ g/m}^2$.
- Espesor mínimo del revestimiento de polietileno = 1.5 mm.
- Cantidad mínima de la protección con cera = 12 g/m^2 .

EL ANCLAJE

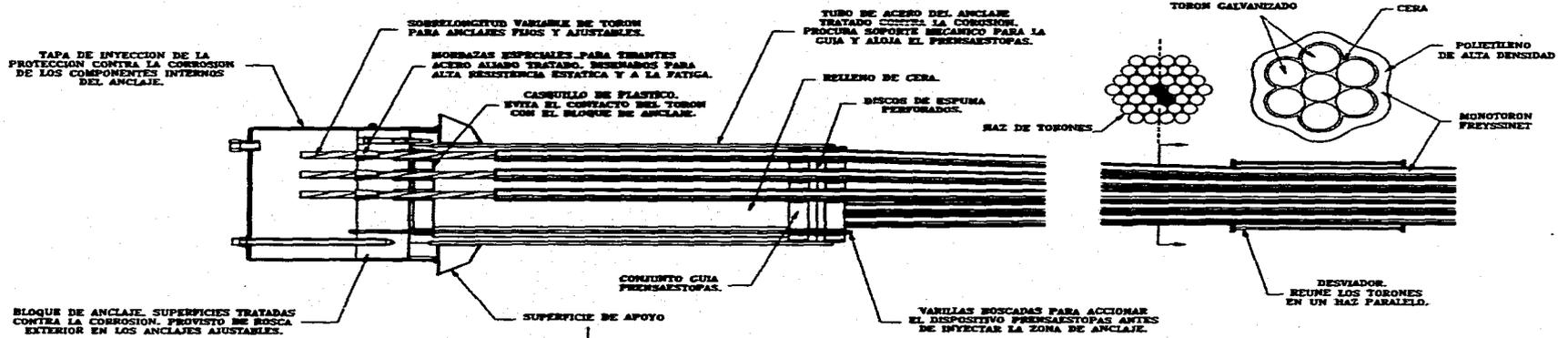
Cada torón se ancla individualmente en el bloque o cabeza de anclaje, que está provisto de una multiplicidad de perforaciones cónico - cilíndricas, mediante mordazas de tres piezas diseñadas especialmente para proporcionar una elevada resistencia estática y a la fatiga. El anclaje se completa con varios otros componentes, y en especial un dispositivo específico de Freyssinet, que es llamado " guía / prensa estopas ".

VAINA

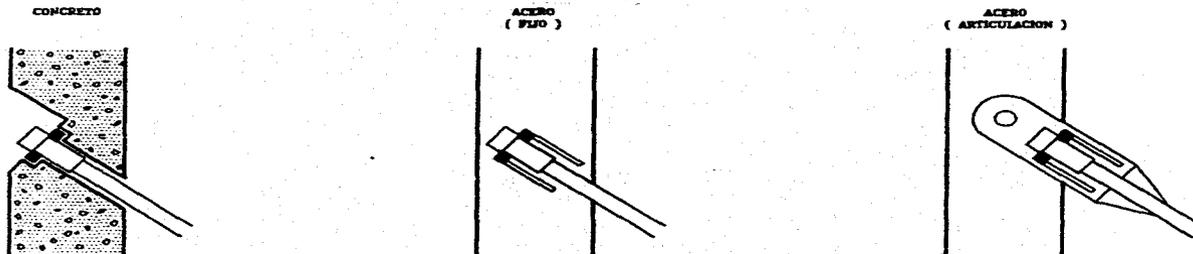
Debido a consideraciones de diseño que están, lo más a menudo, relacionadas con opciones estéticas, y algunas veces, con las acciones del viento, es posible añadir una vaina exterior al paquete de monotorones Freyssinet.

Esta vaina puede consistir, por ejemplo, en un tubo de pared delgada de acero inoxidable pulido, que proporciona un bello acabado brillante (Puentes de Wandre y Alzette, Bélgica y Luxemburgo), o una vaina de polietileno de alta densidad, negra o de color (Puentes Mezcala, *Barranca el Zapote* en México y Glebe Island, Australia, entre otros).

TIRANTE -FREYSSINET



DISPOSICIONES TÍPICAS



CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL TIRANTE "FREYSSINET".

Los tres parámetros principales que deben tenerse en cuenta para evaluar las calidades mecánicas de los tirantes son :

- El límite de fatiga
- La resistencia a la ruptura,
- La rigidez
 - El tirante Freyssinet tiene un límite de fatiga de 210 N / mm^2 , con un esfuerzo superior correspondiente a 0.45 veces la carga de ruptura característica específica del torón.
 - La resistencia sobrante a la ruptura es la fuerza máxima que puede desarrollar el tirante, dentro del límite de fatiga, sin daño físico alguno en sus componentes. El tirante Freyssinet puede desarrollar una resistencia última igual al 95% de la carga de rotura característica especificada del paquete de torones.
 - La rigidez del cable queda caracterizada por el producto del área A de la sección recta del cable por el módulo de elasticidad efectivo E (A x E).

El módulo de elasticidad efectivo del tirante Freyssinet se da de acuerdo con la fórmula de Ernst:

$$E = E_0 (1 / 1 + ((\gamma^2 / 2 E_0) / 12 \sigma^3) 10^{-12})$$

en la que :

E = Módulo de elasticidad efectivo en N / mm^2

E_0 = Módulo de elasticidad del cable recto, o sea $195,000 \text{ N / mm}^2$

γ = Peso específico del cable reducido al volumen de acero $87,000 \text{ N / m}^3$

l = Es la proyección horizontal del tirante, en metros.

σ = Esfuerzo en el cordón, en N / mm^2 .

MONTAJE

La concepción del tirante Freyssinet, basado en la independencia de los cordones conduce a un método de montaje simple y fácil, que es la instalación in situ, cordón por cordón. No se necesita más que maquinaria muy ligera para esta operación.

El equipo específico y el procedimiento dependen, hasta cierto punto, de la configuración adoptada para los tirantes y de su longitud.

ISOTENSIÓN

Debido a la flexibilidad de la estructura, la tensión individual de los torones de un tirante varía durante la operación de tensado torón por torón, ya que la distancia entre los anclajes varía durante este proceso.

Con el fin de garantizar que la fuerza sea la misma en todos los torones al final del tensado de un tirante, Freyssinet ha desarrollado un método patentado llamado *isotensión*.

El cual consiste en igualar la tensión de cada uno de los torones del tirante, tomando un tirante como guía.

7.- ESTRUCTURAS DE ANCLAJE DE CABLES EN VIGAS PRINCIPALES Y PILONES.

7.1. ESTRUCTURAS DE ANCLAJE DE CABLE EN VIGAS PRINCIPALES.

La gran tensión del cable inducido diagonalmente acciona concentradamente en los puntos de anclaje de los puentes atirantados a su vez la estructura de anclaje del cable debe transferir uniformemente en la viga principal la tensión del cable.

Varias estructuras de anclaje de cables debido a numerosos factores, incluyen el arreglo de cable (plano simple o doble y posición relativa con la viga principal), número de torones, diafragmas en la viga principal, forma transversal de la viga, forma de socket, tensión del cable, y método de tensado.

Estos métodos pueden ser más o menos clasificados como se muestra en la tabla anexa para cada tipo de anclaje.

El tipo de anclaje de apoyo radial se usó en los primeros puentes que tenían pequeño número de tirantes como como en el puente Suehro. Actualmente se han adoptado muchos otros tipos.

7.2. ESTRUCTURAS DE ANCLAJE EN PILONES

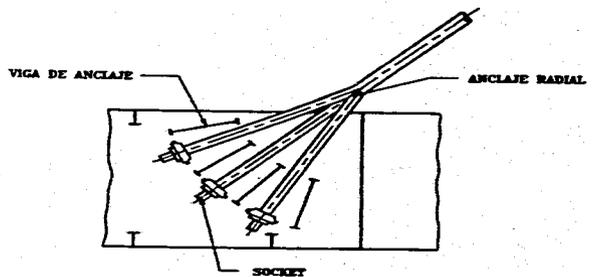
Es importante para el pilón la estructura de anclaje para el cable, ya que éste juega el papel de transmitir uniformemente a la columna del pilón la tensión del cable que actúa como una fuerza concentrada localmente.

Se han adoptado varios tipos de estructuras de anclaje de acuerdo al arreglo de los cables, al número de tirantes, la forma del socket, la estructura del pilón, el método de colocación de los cables, el método de guiado de los cables, y el ajuste de tensiones, etc.

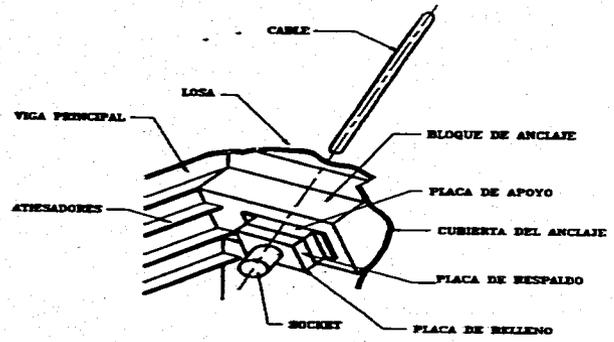
En muchos casos, la estructura de anclaje debe ser apropiada no solamente desde el punto de vista de diseño y erección sino también para el mantenimiento y el reemplazo de los cables. Algunas estructuras típicas de anclaje en los pilones son:

CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA DE ANCLAJE PARA LOS CABLES

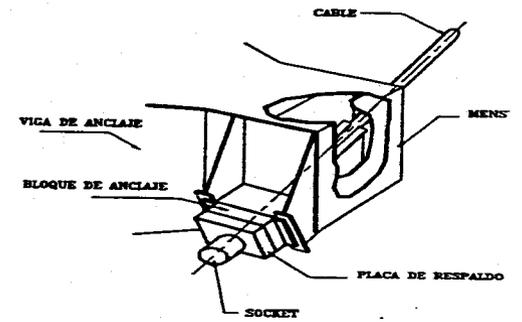
TAMAÑO DEL CABLE	CABLE CON GRAN AREA DE SECCION TRANSVERSAL	CABLE CON PEQUEÑA AREA DE SECCION TRANSVERSAL			
	CABLE CON MUCHOS TORONES	CABLE SIMPLE O CON POCOS TORONES		CABLES CON TORONES SIMPLES.	
TIPO DE ANCLAJE	APOYO RADIAL -VIGA ANCLADA	ANCLAJE EN LA VIGA (ANCLAJE TIPO BLOCK)	MENSULA	ANCLAJE CON TUBO CAÑON	CARTELA
ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA	LOS CABLES ESTAN ESPACIADOS EN UN APOYO RADIAL Y CADA TORON ESTA ANCLADO POR UN SOCKET EN UN BLOQUE PARA FLIARSE A LA VIGA	EL ANCLAJE ESTA SOLDADO O SUJETADO EN LA VIGA PPAL. CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA Y LOS CABLES ESTAN FLIADOS EN EL ANCLAJE.	ESTE TIPO DE ANCLAJE ESTA DISEÑADO PARA CABLES EN DOBLE PLANO. SE PROYECTA UNA MENSULA EN CADA EXTREMO DE LAS VIGAS PPALES. Y LOS CABLES SE FLIJAN EN LA MENSULA.	SE INSTALAN LOS TUBOS CAÑON EN LAS ALMAS O LARGUEROS DE LAS VIGAS PRINCIPALES Y LOS CABLES SE FLIJAN DENTRO DEL TUBO CAÑON.	SE DISEÑA UNA CARTELA ARRIBA DE LAS ALMAS DE LA VIGA PRINCIPAL, LOS CABLES SE ANCLAN EN LA CARTELA. SE USA UN PERNO COMO PUNTO DE FLIACION EN EL SOCKET.
TRANSMISION DE LA FUERZA	LA FUERZA DEL CABLE SE TRANSMITE COMO FUERZA CORTANTE DESDE EL ANCLAJE HASTA EL ALMA DE LA VIGA PRINCIPAL. LAS PLACAS SE COLOCAN LONGITUDINALMENTE Y TRANSVERSALMENTE PARA DISTRIBUIR LA FUERZA DEL CABLE.	LA FUERZA DEL CABLE SE TRANSMITE COMO FUERZA CORTANTE DESDE EL ANCLAJE HASTA EL ALMA DE LA VIGA PRINCIPAL.	LA FUERZA DEL CABLE SE TRANSMITE DESDE LA MENSULA EN VOLADIZO DE LA VIGA PPAL. REQUIRIENDO DE REFUERZO INTERNO EN LA VIGA.	LA FUERZA DE ANCLAJE ES TRANSMITIDO POR EL TUBO CAÑON AL ALMA DEL LA VIGA PRINCIPAL.	LA FUERZA DEL CABLE SE TRANSMITE DIRECTAMENTE POR LA CARTELA AL ALMA DE LA VIGA PRINCIPAL.
EJEMPLOS DE APLICACION	PUENTE OBERKASSEL, SEVERIN, TOYOSATO, SUEHIRO, SUIGO, YAMATOGAWA.	ROKKO, KAMOME, ARATSU, SOKITAWA, HITSUISHIJIMA,	KIVE, JOHN O'CONNEL, MAMARRAL, KESSOCK, KÖHLBRAND, LULING, TOKACHI, CHICHIBO, AJIGAWA, GASSHO, YOKOHAMA BAY	MEIKO NISHI, INAGAWA, IKUCHI, PTE MEZCALA Y ZAPOTE EN MEXICO.	ST. NAZAIRE, ALEX FRASER.



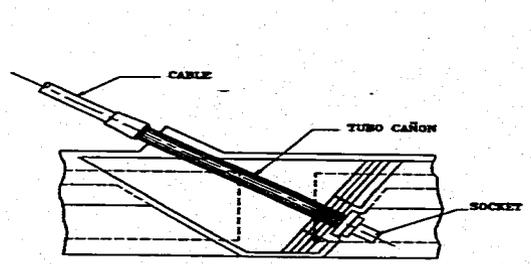
a) ANCLAJE RADIAL + VIGA DE ANCLAJE



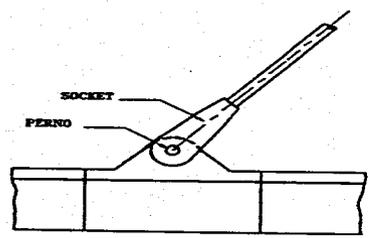
b) ANCLAJE TIPO BLOCK



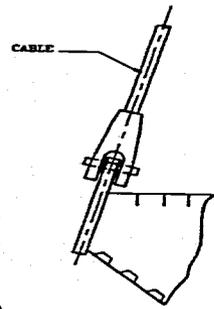
c) ANCLAJE TIPO MENSULA



d) ANCLAJE TIPO CAÑON



e) ANCLAJE TIPO CARTELA



ESTRUCTURAS DE ANCLAJE EN VIGAS PRINCIPALES

A) ESTRUCTURAS DE ANCLAJE EN EL CASO DE CABLES DE GRAN SECCION.

Para los puentes atirantados que tienen pequeños números de tirantes, pero de gran sección los cables están compuestos de paquetes de varios torones como los cables de los puentes colgantes. Estos cables son pesados instalados continuamente sobre silletas sobre los pilones.

Las silletas sobre los pilones están soportadas por rodillos articulados o fijos

B) ESTRUCTURAS DE ANCLAJE EN EL CASO DE CABLES DE SECCION PEQUEÑA.

El atirantamiento múltiple se ha adoptado en los más recientes puentes atirantados. Desde entonces cada cable usado para este tipo esta compuesto de un cable sencillo o de pocos torones, la estructura de anclaje es compacta.

Algunos ejemplos típicos de estructuras de anclaje de este tipo son:

1.- TIPO SILLETA.

En este tipo, el socket del cable se fija entre las paredes de un apoyo en forma de U instalado sobre la viga de soporte. La estructura es muy simple, pero es necesario cuidar evitar el volteo y deslizamiento de la silleta, este tipo se adaptó en los puentes Rokko y el puente Yokohama Bay

2.- ANCLAJE TIPO VIGUETA.

El socket del cable se fija usando un bloque sobre un anclaje de vigueta que se instala entre las paredes del pilón. Aunque este tipo se puede usar para cualquier ángulo del cable, se necesita estudiar la posición del anclaje para no interferir con los largueros de rigidez de la columna así como la parte soldada con las paredes de pilones si éstas son de acero.

Este tipo de anclaje se adoptó en los puentes Meiko-Nishi y el Katsuhika Harp.

3.-TIPO DE PLACA DE CONEXIÓN.

El socket del cable se fija usando un block sobre la placa de conexión que se instala sobre la pared del pilón o refuerzo del pilón.

La fuerza del cable se transmite directamente desde la placa de conexión hasta la pared del pilón, pero es necesario conservarla y vigilarla para evitar grandes concentraciones de esfuerzos sobre la parte empotrada de la placa de conexión, se adoptaron estos dispositivos para los puentes Kamome y Torikai Niwaji

4.-ANCLAJE TIPO SOCKET Y ARTICULADO.

Se usa un socket abierto como en los cables, el socket está conectado a la columna del pilón usando una articulación. Si la tensión del cable es grande, en el caso de este tipo de anclaje el socket y la articulación deben ser de gran diámetro. Por lo tanto se necesita considerar la vigilancia del manejo del socket y la articulación en la etapa constructiva del puente. El puente Strümsund utilizó este tipo de anclaje.

5.-ANCLAJE TIPO TUBO CAÑÓN.

Para estructuras de concreto presforzado, como en el caso de vigas. Es generalmente más aceptado el anclaje tipo tubo cañón, un tubo funda con una placa de apoyo en su extremo se ahoga en el concreto, y el cable pasa a través del tubo que esta anclado en un bloque. Ejemplos de esta aplicación se pueden apreciar en los puentes Mezcala, Barranca el Cañón y Barranca El Zapote de la Autopista México - Acapulco.

SUPRESIÓN DE LA VIBRACIÓN DE LOS CABLES

1.- TIPOS DE VIBRACIÓN DE LOS CABLES.

Como los cables en principio son muy flexibles y fácilmente excitables, muchos puentes atirantados han sufrido problemas de vibración en los cables. Las vibraciones observadas están básicamente clasificadas en tres categorías:

Emisión de vórtices, vibración por lluvia, y ondas de galopeo. La emisión de vórtices es causado por la alteración de vórtices detrás de un cable el cual vibra cuando los periodos del cable y del vórtice son iguales.

Este tipo de vibración es particularmente observado en cables grandes aunque la amplitud es relativamente más pequeña que otros tipos de vibraciones

Se comprende que las amplitudes de la emisión de vórtices son muy pequeños y las frecuencias son más altas que aquellas vibraciones producidas por la lluvia.

La vibración por lluvia primero fue observado sobre el puente Meiko-Nishi, y es causado por cualquier riachuelo de agua sobre la superficie superior o inferior del cable. Este tipo de vibración se observa cuando el cable tiene una superficie tersa tal como la cubierta de los cables de polietileno, y el puente se ubica sobre una llanura, y cuando el cable tiene un diámetro entre 120 a 200 mm.

Cuando 2 tirantes están colocados cercanamente puede ocurrir la onda de galopeo en el tirante posterior el cuál es excitado por el flujo de aire del tirante delantero.

Este tipo de vibración fue observado sobre los puentes Hitsuishijima e Iwakurojima cuando el viento llegó desde la dirección derecha del puente, la vibración comenzó con una velocidad del viento menor a 5 m/s y la amplitud se incremento de 200 hasta 500 mm, pero decreció después de una cierta velocidad del viento.

SUPRESIÓN DE LA VIBRACIÓN DEL CABLE

Se han usado hasta ahora varios métodos para eliminar la vibración de los tirantes sobre los puentes atrantados. La manera más fácil es conectar los tirantes al tablero del puente con cables de varios metros de altura, aunque este es útil únicamente como una medida temporal. Comúnmente han sido conectados los tirantes con alambres en muchos puentes y se considera que son efectivas para la vibración por lluvia y las ondas de galopeo. En los puentes Hitsuishijima e Iwakurojima se adoptó este método y los espaciadores también son insertados entre dos tirantes para prevenir las ondas de galopeo.

Este método no intenta incrementar el amortiguamiento estructural pero restringen los movimientos de los tirantes, y han mostrado resultados exitosos sobre el puente.

El otro método comúnmente usado es anclar amortiguadores hidráulicas a los tirantes en el tablero, los puentes Saint-Nazaire y Aratsu adoptaron estos sistemas.

Las fuerzas de amortiguamiento pueden ser estimadas usando las propiedades amortiguadoras y este método se espera que trabaje efectivamente para frecuencias bajas.

Otra prueba realizada en el puente East Kobe es anclando una funda con aletas sobre la superficie circular del cable. La idea de esta funda con aleta es incrementar la superficie de rugosidad y prevenir la ocurrencia de riachuelos de agua, también se han verificado por medio de experimentos que son útiles para la emisión de vórtices y por vibración debido a la lluvia.

MÉTODOS DE ERECCIÓN DE LOS TIRANTES.

La erección de los cables consiste en el insertado de cada cable entre los puntos de anclaje del pilón y la viga principal, anclaje o colocación del cable en los puntos de anclaje y tensado del cable.

1.- INSERTADO DE LOS CABLES.

Los cables pueden ser insertados por algunos de los métodos que se describen a continuación.

1.a.- IZANDO DIRECTAMENTE LOS CABLES POR UNA GRÚA EN LA PARTE SUPERIOR DEL PILÓN O POR LA GRÚA VIAJERA SOBRE LA VIGA.

Instalando una grúa en la parte superior del pilón, o sobre la viga principal, cada cable es izado y anclado por la grúa usando un malacate instalado en el pilón.

El método de la grúa instalada en la parte superior de la torre se ha adoptado frecuentemente en recientes puentes atirantados de atirantamiento múltiple tales como los puentes Meiko-Nishi, Iwakurijima, Hitsuishijima y el puente Yokohama Bay. El método de la grúa viajera no se puede usar en puentes de gran claro debido a que se incrementa el peso cuando se incrementa la altura de la torre y dificulta las maniobras con la grúa. Este método generalmente se adopta en puentes atirantados de claros cortos y medios.

1.b. INSTALACIÓN DE UN CABLE TEMPORAL E INSERTADO DEL CABLE POR COLGANTES MÓVILES.

Se instala un cable temporal entre el pilón y la viga principal, el cable se inserta por medio de múltiples colgantes móviles suspendidos del cable temporal, que lo empujan dentro del pilón.

Este método fue adoptado en el puente Pasco-Kennewick en E.U. y en el puente Brazo largo en Argentina.

1.c.- INSTALACIÓN DE UN CABLE TEMPORAL E INSERTADO DEL CABLE POR CARGADORES.

El cable se desarrolla sobre la viga principal, se anclan los colgantes al cable temporal y se empuja dentro del pilón. Este método fue adoptado en el puente Onomichi y el puente Kamome en Japón.

1.d.- INSERTADO DE CABLES POR RAMPAS TEMPORALES

Se construye un rampa, sobre ésta se instala rodillos guías transportando el cable y el cable es empujado.

Este mismo método es el que se usa para la erección de cables de puentes colgantes, éste método fue empleado en algunos de los iniciales puentes atirantados, donde los cables no eran fijados a los pilones sino que estaban apoyados sobre silletas, este método fue usado en los puentes Toyasato, Suehiro, Severin y Speyer.

7.2. ANCLAJE Y TENSADO DE CABLES

La longitud del cable se predetermina, basandose sobre los requerimientos de tensión cuando el puente es terminado. Esta medida es que los cables parecen cortos para los puntos de instalación en la viga principal y el tablero cuando se colocan en una condición prácticamente sin tensión.

Un asunto de gran interés es lo que respecta a como tensar el cable dentro del anclaje con la distancia desde el extremo del cable al punto de anclaje de la viga principal (el cable generalmente primero se fija en el pilón).

La contracción de los cables en la condición de tensión libre difiere con la escala del puente y las cantidades cercanas de 0.5 a 2m en la dirección de la elevación de la viga principal. Esta contracción de los cables se puede eliminar por los siguientes métodos.

7.2.1. TENSIÓN DIRECTA DEL CABLE POR GATOS.

Los gatos se instalan en el tablero o en el pilón y el extremo del cable se jala por un malacate sobre el punto de anclaje. El cable entonces es jalado con la tensión deseada por el hueco central del gato, se insertan las placas de respaldo y se libera la fuerza de tensión en el gato.

El desarrollo de gatos apropiados es el factor principal para que sea utilizado extensamente este método. Este método se adoptó en el puente Meiko-nishi, Iwakurojima. Hitsuishijima, el Yokohama Bay.

7.2.2. GATEO APOYO SUPERIOR ARRIBA DEL PILÓN.

Se ubica un apoyo en el cable en la parte inferior del pilón para facilitar el tensado del cable, después de la instalación de los cables, el apoyo es empujado por un gato hacia arriba a la altura deseada. Este método fue empleado en los puentes Suizo y Yamatoyawa en Japón y en los puentes leverkusen y oberkassel en Alemania, en el puente Suizo los apoyos están sostenidos por la tensión de los gatos.

7.2.3. ERECCIÓN DEL TABLERO POR ANDAMIOS Y TENSADO DE LOS CABLES.

Se construye el tablero y se iza por gatos instalada sobre andamios. En esta condición se anclan los cables al tablero y se unen al centro del gato para aplicar la tensión deseada. Se insertan las placas de respaldo y el tablero se baja. Este método facilita el tensado de los cables y pueden bastar con gatos de capacidad pequeña, frecuentemente se usó en los inicios de los puentes atrantados, cuando no estaban disponibles gatos de gran capacidad este método fue adoptado en los puentes Toyosato, Suehiro y Kamome en Japón.

7.2.4. OTROS MÉTODOS

Otros métodos además de los ya descritos se han usado en el pasado. Un método involucra el insertado de cables temporales entre la parte superior del pilón y el tablero tensando el cable temporal, erección del tablero y en esta condición se anclan los cables al tablero. Este método fue utilizado en el puente Luling en E.U.

En otro método el tablero se erige en una posición elevada, y después del anclaje de todos los cables, el tablero es gateado hacia abajo para producir la tensión en los cables, este método fue adoptado en el puente Rokko en Japón.

Alguno de los métodos mencionados se usan en combinación para algunos puentes atirantados, y finalmente facilitar el tensado de cables.

El puente Strömsund en Suecia, que se considera que es el primer puente atirantado moderno, fue construido en 1955. Durante los 35 años que siguieron, el sistema de puente atirantado ha realizado notables progresos. Los puentes atirantados con claros que solo eran posibles realizarse con puentes colgantes en el pasado ahora se construyen, como ejemplo tenemos el puente Normandía en Francia con claro principal de 856 m y el puente y el Tatara en Japón con un claro principal de 890 m. Los puentes atirantados con claro que excedan los 1000 m pueden aparecer en el futuro no muy lejano.

Los cables tienen muchos detalles que deben ser estudiados, tales como fuerza de fatiga, estabilidad contra viento y protección contra la corrosión, así como el desarrollo de fabricación de cables de alta capacidad longitud y tamaño que sean requeridos para la construcción de puentes atirantados de grandes claros, y el diseño de la apariencia estética.

8 - MÉTODOS DE ERECCIÓN DE LOS PUENTES ATIRANTADOS

8.1.- INTRODUCCIÓN

Los Puentes Atirantados han tenido gran éxito en la construcción de grandes claros durante los últimos 20 años. Al mismo tiempo algunos ingenieros trataron de desarrollar proyectos para claros medios, que podrían competir con las estructuras convencionales. Esta competencia reveló dificultades económicas, y los puentes atirantados se construyen principalmente con propósitos estéticos y cuando se imponen las condiciones técnicas del cruce o de la longitud del claro.

Sin embargo, un análisis serio de los métodos y técnicas de construcción puede mejorar la eficiencia económica de los puentes atirantados para el rango de los claros medios.

EL PREDOMINIO DEL MÉTODO DEL VOLADIZO.

El método del voladizo es prácticamente la única posible solución para la erección de claros largos, y se considera como una solución lógica natural para la construcción de Puentes Atirantados, la cual *consiste en la construcción de cada nuevo segmento, sostenido por un nuevo cable o par de cables que equilibran su peso.*

Este método es particularmente costoso para puentes atirantados con claros medios, porque involucra gran número de fases constructivas, especialmente para puentes de concreto en los cuales sus segmentos son muy cortos :

- El diseño es sofisticado y únicamente puede llevarse a cabo por consultores especializados con equipo y sistemas de cómputo adecuados.
- El gran número de fases alarga el tiempo de construcción, con todas las inconveniencias en términos de costos (se incrementa el costo original).
- El gran número de fases multiplica las operaciones básicas que son repetitivas en intervalos regulares. Por ejemplo, es necesario para tensar los cables siguientes la construcción de cada nuevo segmento (o cada serie de dos segmentos sucesivos), lo cual muchas veces requiere la intervención de un equipo especializado en cada etapa.

- El gran número de fases y su proceso aumenta la necesidad de numerosas verificaciones geométricas, las cuales son todas muy costosas y deben repetirse en cada fase.

Todo esto es caro, y este costo varía en proporción al claro. De hecho dependen del número de fases constructivas. Este costo es por lo tanto fácilmente amortizable en un puente de gran claro para lo cual no hay alternativa.

No obstante para puentes de claros medianos, este costo es considerable en términos relativos y puede eliminar la solución atirantada al compararla económicamente con los puentes convencionales.

Sin embargo, existen otros métodos de construcción para puentes atirantados de claros medios :

- Construcción sobre andamios o apoyos temporales, colocando por rotación los voladizos atirantados ya construidos.
- Instalación del tablero por el método de incrementos de lanzado.

Todos los cables se instalan y se tensan en una sola operación, lo cual disminuye los costos de material y de personal simplificando el trabajo de diseño, así como el control geométrico.

LA INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN ESTÁTICA.

El método de construcción puede ser ampliamente influido por la configuración longitudinal del puente.

Clasificando por simplicidad en:

- Puentes con claro lateral grande.

- Puentes típicamente de tres claros que pueden extenderse en ambos extremos por una serie de tramos de acceso sin atirantamiento.

- Puentes con el claro principal que se balancea por los tramos de acceso sobre apoyos cercanos llamados apoyos intermedios.

La existencia de estos apoyos intermedios tiene una influencia favorable sobre el comportamiento mecánico en el puente :

- Los tirantes posteriores están distribuidos en los tramos de acceso, y no están concentrados sobre los estribos del puente atirantado.

- Así la suspensión está rigidizada; reduciendo entonces las deformaciones y las deflexiones de los pilones cuando el claro principal está cargado, también se reduce pero no demasiado la deflexión en el claro principal.

- Los momentos flexionantes en los pilones se reducen drásticamente cuando se carga el claro principal, esto permite la distribución de los anclajes de los cables en una cierta altura del pilón.

- Las fuerzas flexionantes y deflexiones son muy pequeños cuando se cargan los claros extremos.

- Se reducen las variaciones de tensión en los tirantes posteriores.

La existencia de estos apoyos intermedios ayuda a la erección del puente :

- Estos apoyos intermedios facilitan la instalación del tablero por el método de incrementos de lanzado, cuando es viable la utilización de este método.
- Cuando se construye el claro principal por el método del voladizo, estos apoyos intermedios pueden facilitar la construcción previa de los claros extremos por otras técnicas, puede entonces necesitarse solamente un dispositivo móvil para la construcción del claro principal o uno en cada extremo de los dos voladizos, y se puede garantizar claramente la estabilidad temporal de los voladizos durante la construcción.

SEGMENTOS PREFABRICADOS Y SEGMENTOS COLADOS EN SITIO

Para la construcción de puentes atirantados por el método del voladizo, podemos discutir la selección entre la construcción con segmentos prefabricados y con segmentos colados en sitio.

Podemos notar que muy pocos puentes atirantados han sido construidos con segmentos prefabricados: El puente Pasco - Kennewick en los E.U., después el puente sobre el río Ebro en España, el puente de Podebrady sobre el río Elba en Checoslovaquia, y más recientemente el puente Quetzalapa en México sobre la autopista México- Acapulco.

La construcción en sitio presenta grandes ventajas para los puentes atirantados porque permite limitar algunos esfuerzos de tensión durante la erección y durante la operación, esto es principalmente muy interesante cuando el tablero es muy flexible, como es lo más frecuente.

Normalmente el propósito de los proyectistas es la distribución de la tensión en los cables, los cuales deben balancear exactamente las cargas permanentes, peso propio y equipos. La descarga del puente en aquel momento está exclusivamente sujeta prácticamente a las fuerzas normales, producidas por la tensión de los cables en los pilones y en el tablero cercano a los pilones, y por los efectos combinados de los cables y tendones en otras partes del tablero, particularmente en el medio claro.

Al llevar a cabo la correcta distribución de la tensión, el puente está entonces en la mejor condición para sufrir las cargas vivas permisibles, las cuales no producirán esfuerzos de tensión en todos los elementos de concreto.

Las cargas vivas extremas correspondientes a los estados límite de servicio (cuando lo especifique el reglamento) pueden ser balanceadas por los miembros de concreto parcialmente presforzados.

La finalidad del presfuerzo parcial es incrementar ampliamente la resistencia del tablero cuando su momento de inercia es muy bajo, el cual produce muchas variaciones importantes de esfuerzo, pero también es muy difícil anclar muchos tendones de presfuerzo en un tablero esbelto.

Desde luego, el presfuerzo parcial no es posible con segmentos prefabricados, por lo que pueden utilizarse los segmentos prefabricados únicamente en puentes que tengan un momento de inercia relativamente importante, así mismo en los que su sección permita anclar los tendones fácilmente.

8.2.- CONSTRUCCIÓN SOBRE ANDAMIOS O SOBRE APOYOS TEMPORALES.

Es muy poco lo que hay que decir respecto a los puentes atirantados construidos sobre andamios o sobre apoyos temporales. Dejando fuera el punto del costo de los andamios o de los apoyos temporales y por la extrema sencillez del método y del análisis, así como la operación única de tensado, este método queda fuera de cualquier desventaja geométrica.

Algunos ejemplos con este método son:

- El Puente sobre el canal de Donzeré Mondragón fue construido por Albert Caquot en 1950-1952, construido en general sobre cimbra, antes de inundarse el canal, con una articulación en el medio claro.
- El Puente de Kwan-Fu, construido en Taiwan y proyectado por T.Y. Lin, usando vigas prefabricadas de concreto presforzado, construido sobre apoyos temporales. Después del cierre de varias vigas y terminada la losa superior, los cables anclados al tablero arriba de los apoyos temporales fueron tensados, permitiendo así el retiro de los apoyos temporales.
Los cables de este puente fueron suministrados e instalados por Freyssinet, de acuerdo a una técnica especial.
- El Puente Lixhe, construido en Bélgica y proyectado por René Greish y Bruno Cremer, tiene un tablero mixto: Las vigas de acero fueron instaladas por grúas sobre apoyos temporales. Después se conectaron por medio de soldadura, los pilones de concreto y la losa superior ya estaban construidos.
- Así mismo el puente Saint- Maurice en Suiza, proyectado por René Walter

8.3.- CONSTRUCCIÓN POR ROTACIÓN.

Cuando es indeseable la construcción sobre apoyos temporales en el río, desde el punto de vista financiero o por cualquier otra razón, es posible construir un voladizo atirantado (o dos) en la orilla paralela a la margen, y rotarlo alrededor de su pilón. Las condiciones son similares en este caso a la erección sobre andamios, más la operación de tensado de un cable que desengancha los voladizo (s) desde los andamios, con un cierre final después de la rotación. Esta técnica ha sido aplicada en varios puentes.

El diseño de la cimentación y la forma del pilón depende indiscutiblemente de la técnica de erección.

- Para prevenir flexión en la cimentación, la base del pilón debe girar sobre la cimentación sin generar fuerzas excéntricas excesivas.
- La mejor solución es obviamente una cimentación cilíndrica.

8.4.- CONSTRUCCIÓN DE PUENTES EMPUJADOS (O INCREMENTOS DE LANZADO).

En Alemania a partir de 1960 los Ingenieros Bar y Leonhardt iniciaron el desarrollo de un sistema constructivo cuya denominación castellanizada es: "puente empujado", este método consiste en el desplazamiento de la Superestructura del puente, la que es construída a base de dovelas de concreto presforzado.

El sistema de "puente empujado" se basa en deslizar o desplazar desde un mismo punto la superestructura del puente a construir.

El sistema se logra a base de un patio de prefabricación, para ejemplificar, tal y como si se tratara de traveses, las cuales se lanzaran ligadas una con otra en los dos sentidos; Longitudinal y transversalmente conjuntamente con la losa correspondiente, lo que al presforzarse se empuja y así se forma un cajón continuo en la superestructura del puente en cuestión.

Uno de los objetivos que persigue el sistema de "puente empujado" es sistematizar un ciclo de construcción que haga factible el trabajo en varios frentes del procedimiento constructivo, sin que los mismos se obstaculicen, sistematización de por sí ventajosa, adicionalmente a las ventajas que implica que el personal se dedique a distintas y diversas labores que a su vez finalicen con el empujado de cada una de las dovelas.

Idealmente podría suponerse que el uso del procedimiento no se limita en cuanto a la extensión de la superestructura, cuando se trata de estructuras empujadas en tangente, aunque el sistema tiene limitación en cuanto al claro máximo por salvar para el caso de que todos los apoyos sean definitivos aunque puede construirse en algunos casos usando apoyos provisionales, los que una vez salvado el claro, desaparecen y las cargas correspondientes las soporta la misma estructura.

El sistema igualmente puede utilizarse para empujar estructuras en curva, de radio constante y para combinaciones de curva y recta, en este caso, la limitación del procedimiento es el aspecto económico.

De igual manera para el caso del supuesto empujado ilimitado en tangente debido a las fuerzas que se tendrían que vencer para realizar dichos desplazamientos, el equipo utilizado comúnmente no sería el adecuado, lo que llevaría a un análisis diferente del procedimiento, motivado por la adquisición de equipos adicionales.

El decir empujado es referirse al efecto que se produce por el deslizamiento sobre unos apoyos de acero inoxidable, de una estructura de tipo cajón de concreto, estructura que es levantada por un sistema de gatos hidráulicos de doble accionamiento (vertical y horizontal) que una vez izada la estructura trasladan la misma en el sentido deseado por 50 cm, que al descender y retornar los gatos, un nuevo accionamiento en los mismos provocaría un nuevo avance de este cajón.

El cajón o dovela se desliza sobre unos apoyos fabricados especialmente para el mecanismo, cuyo objeto es vencer la fricción entre estos apoyos y la estructura de concreto, la cual se disminuye colocando almohadillas de teflón entre los apoyos de acero inoxidable y el concreto, que hacen que al operar el sistema una vez vencida la fricción, el cajón se deslice aparentemente con facilidad.

El patio de fabricación es una fosa de concreto de alta resistencia sobre la que se construyen diversos apoyos de concreto con preparaciones fijas para recibir los apoyos de deslizamiento, así como las guías correspondientes para el mismo empujado. A su vez pasa sobre dados de concreto fabricados con este fin, se colocan los equipos de empujado (gatos) que serán aquellos que realizarán la labor de levante y empuje correspondiente.

Una vez construido este patio de fabricación y colocados los apoyos correspondientes, se arma lo que llamamos *nariz de lanzamiento* del "Puente Empujado", la cual es una estructura metálica calculada especialmente para el proceso y cuyo fin es el de disminuir o acortar el voladizo del cajón - dovela durante el proceso de empujado. La nariz cuenta en su extremo con unos gatos para realizar ajustes que pudieran causarse en el momento en que la misma llega al apoyo siguiente.

En los puentes atirantados construidos con el método de incrementos de lanzado, todos los tirantes pueden tensarse en una sola operación, después del lanzado del puente, éste iza el tablero externamente de los apoyos temporales.

8.5.- CONSTRUCCIÓN POR AVANCE.

Este método consiste en suprimir la discontinuidad que aparece en la construcción en voladizo cuando se procede simétricamente a partir de los apoyos, efectuando el montaje del tablero de forma continua de un extremo a otro de la obra.

Las dovelas se ejecutan por voladizo sucesivo del mismo lado de las diversas pilas. Cuando el tablero alcanza una pila, se colocan los dispositivos de apoyo definitivos y se continúa la construcción en el tramo siguiente.

La construcción por avance se ha aplicado, primeramente, para la realización de obras de concreto coladas en sitio.

El método se ha extendido a la construcción de tableros con dovelas prefabricadas, habiéndose realizado la primer obra en el este de Francia, el puente Rombas.

Las ventajas principales del procedimiento son las siguientes:

- Las operaciones son continuas y se efectúan a partir del tablero ya construido. El acceso del personal y del material se hace cómodamente, sin interferencia con el suelo, ventaja muy importante en el caso de viaductos urbanos que salvan numerosos obstáculos.
- Los apoyos solo soportan, en construcción, reacciones verticales, y no están sometidos a momentos de flexión disimétricos, lo que evita la puesta en obra de apoyos provisionales.
- Se presta bien a la construcción de obras de trayectoria muy evolutiva (puentes curvos).

Este método presenta ciertos inconvenientes como son:

- Por una parte no se puede aplicar, directamente, a la construcción del primer tramo, lo cual representa un problema especial (uso de cimbra, lanzado o montaje en voladizo a partir del estribo).

- Por otra parte, para la construcción de puentes sin atirantamiento, los esfuerzos impuestos al tablero en construcción son diferentes en magnitud y signo a los que aparecen en la obra en servicio. Por lo que se debe recurrir a un sistema de estabilización especial para mantener los esfuerzos intermedios dentro de los límites razonables, y reducir los gastos improductivos del presfuerzo provisional. También es posible utilizar apoyos intermedios, pero la solución más comúnmente utilizada es la utilización de un mástil provisional que soporta unos tirantes, como en el caso de la construcción por lanzado. Pero en el caso de la construcción por avance, se desplaza el mástil y los tirantes de una pila a otra, en vez de desplazar el conjunto del tablero, atirantado en su parte anterior.

La aplicación de este método es muy adaptable a los puentes atirantados de acero, debido a que la colocación de las dovelas (o segmentos de esta) se realiza por medio de una grúa orientable, capaz de izarla en la parte posterior, que ha sido transportada por una grúa auxiliar desde el estribo, y la coloca en su posición definitiva, para ser soldada o atornillada a la sección ya construida, después de los colados de las losas se procede al tensado de los tirantes y se repite el ciclo.

La construcción de la superestructura de acero de los puentes Barranca El Zapote y Barranca El Cañón sobre la Autopista México - Acapulco, utilizó este sistema.

8.6.- CONSTRUCCIÓN POR EL MÉTODO DEL VOLADIZO.

Existen 4 aspectos principales de la construcción por el método del voladizo:

La influencia de la configuración estática, la reducción de los momentos flexionantes durante la erección de puentes de concreto, la construcción de tableros mixtos y de acero, y por último la definición de la tensión de los cables y el control geométrico.

8.6.1.- LA INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN ESTÁTICA.

El caso clásico es el de los puentes atirantados con 3 claros. Realizados por dos voladizos cada uno de ellos construido simétricamente desde uno de los 2 pilones por el método del voladizo generalmente sobre carros móviles para tableros de concreto pero también, algunas veces con segmentos prefabricados.

El único problema de este método puede ser la estabilidad temporal. La estructura debe ser capaz de resistir fuerzas de construcción asimétricas (La construcción de un segmento extendiendo uno de los brazos de los dos voladizos), fuerzas dinámicas producidas por situaciones accidentales (tal como la caída de un carro móvil siempre posible aunque improbable), efectos del viento que pueden ser muy importantes debido a la configuración estática temporal, y también en algunos casos, efectos sísmicos.

Desde luego, la naturaleza del problema varía con las condiciones de la conexión entre el tablero y los pilones.

Si hay una conexión rígida entre el tablero y los pilones se pueden limitar extremadamente los problemas de construcción. El control geométrico propuesto debe ser extremadamente riguroso, para que no exista ninguna oportunidad de corrección posterior en ese punto.

Muy pocos puentes atirantados se construyen en realidad como estos, porque los efectos térmicos generalmente prohíben semejante solución.

Es más frecuente que el tablero esté simplemente apoyado con el pilón (o con la pila abajo del pilón cuando las 2 partes de los apoyos están libremente separadas física y mecánicamente) o no está apoyado totalmente, es necesario entonces organizar una conexión temporal entre el apoyo y el voladizo el cual pueda balancear fuerzas asimétricas.

Cuando el tablero está muy alto sobre el suelo puede influenciar ampliamente la forma del pilón. Cuando el tablero está muy bajo, al contrario puede soportarse por una estructura temporal, absolutamente independiente desde el pilón.

Existen algunos ejemplos de conexiones rígidas entre el tablero y los pilones: El puente Coatzacoalcos, en México, para resistir los sismos; El Puente Sunshine Skyway en Florida, donde cada pila abajo de los 2 pilones esta constituido por 2 pequeñas vigas cajón, consecutivas, el puente Evripos en Grecia, diseñado por Jorg Schlaich; para el puente Brotonne, Jean Muller y Jacques Mathivat produjeron una conexión elástica: el tablero está apoyado por la pila la cual esta abajo del tablero y el pilón mediante un anillo de soporte de neopreno, puede transferir los momentos flexionantes, pero permite deformaciones longitudinales al tablero.

La estabilidad temporal llega a ser un gran problema, con el incremento de la longitud del claro.

Para la construcción del Puente Evripos, fue necesario ayudar a la estabilidad del pilón, tensando muy pronto un par de cables entre cada uno de los pilones y el estribo correspondiente.

Una vez que había sido diseñada una solución atrantada para el puente Oriental de Storebadt Link, con un claro principal de 1200 m de longitud, fue necesario instalar apoyos temporales en los tramos laterales para ajustar la longitud de los voladizos, los cuales no tenían capacidad suficiente para resistir fuerzas del viento si se hubieran dejado libre.

PUENTES CON APOYOS INTERMEDIOS EN LOS TRAMOS LATERALES.

Los apoyos intermedios en los tramos laterales ayudan mucho a la estabilidad del voladizo durante la construcción.

Pero evidentemente, no es fácil construir un voladizo avanzando sobre la parte superior de apoyos existentes, y es difícil y ridículo construir los apoyos intermedios después de los voladizos.

Se debe tomar ventaja de los apoyos intermedios para la erección del puente:

Los tramos laterales se construyen en una primera etapa, sobre estos apoyos intermedios, y después el voladizo largo en el claro principal, estabilizado por los tramos laterales ya existentes.

Se adoptan 3 métodos:

La construcción de voladizos balanceados sobre cada uno de los apoyos intermedios, pero también y preferiblemente cuando es posible la construcción de los tramos de acceso sobre andamios o por incrementos de lanzado.

- **El puente Diepoldsau, diseñado por Rene Walther da un ejemplo, con los tramos de acceso contruidos sobre andamios en ambas márgenes, antes de la construcción del claro principal por el método del voladizo.**
- **En el puente de Normandía sobre el río Sena los tramos de acceso de concreto están contruidos sobre múltiples apoyos intermedios por incrementos de lanzado, en ambas márgenes, hasta la última pila, los voladizos están balanceados por concreto en cada uno de los 2 pilones, para cerrar el claro lateral y crear un gran voladizo de concreto en el tramo principal. La parte restante del claro central se construye entonces por el método del voladizo con dovelas de acero de sección cajón; esta vez, la diferencia en peso entre los tramos de acceso y el claro principal único se produce por el uso de concreto presforzado en un lado, y de acero en el otro para evitar reacciones ascendentes sobre los apoyos intermedios.**

Las ventajas de esta configuración en la construcción son:

- **El acceso permanente para construcción por la parte ya construida del puente.**
- **Mayor estabilidad de la estructura con respecto a las fuerzas de viento, o fuerzas sísmicas durante la erección del claro principal.**

Es posible otra solución cuando los tramos de acceso y el voladizo principal son contruidos de cada lado, por el incremento del método del voladizo desde los estribos hasta el cierre del claro central.

Esto se utilizó para la construcción del puente Elbert, y después para las partes del concreto del puente de Normandia, hasta el extremo de los voladizos de concreto en el claro principal.

- **El puente del río Ebro en España se construyó por el método de voladizos sucesivos, desde los estribos en la misma base del pilón, y extendiendo sobre los 2 tramos siguientes del claro principal.**

El voladizo estaba evidentemente suspendido con los cables desde el pilón en el claro principal, pero, para limitar las fuerzas de presfuerzo de la construcción, fueron colocados 3 apoyos temporales ubicados en el extremo del claro principal, y en los dos últimos tramos. Este puente se construyó con elementos precolados, pero para limitar su peso debido a la capacidad limitada del equipo de izaje cada "segmento" fue hecho de dos mitades, transversalmente cerrados por una junta fría, esta solución también resolvió el problema de precisión para dividir el ancho del segmento.

PUENTES RÍGIDAMENTE CONECTADOS EN SUS ESTRIBOS.

Un puente construido con una conexión rígida en el estribo, es el puente Barrios de Luna en España, el que fue construido lógicamente por el método de voladizo sucesivo, desde el estribo hasta el cierre del claro central en ambas márgenes con la ayuda de apoyos intermedios en los tramos extremos y en el nivel del pilón debido a que no fue diseñada una conexión entre el tablero y el pilón.

Los segmentos sucesivos fueron colados en un carro móvil en cada lado.

Desde luego, para permitir las deformaciones térmicas, se colocó una articulación en el medio claro central como hace mucho se utilizó para el puente Donzeré Mondragón.

8.6.2.- LA REDUCCIÓN DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES DURANTE LA ERECCIÓN DE TABLEROS DE CONCRETO.

CONSTRUCCIÓN CLÁSICA CON DISPOSITIVOS MÓVILES.

Tenemos que tomar en cuenta la relativa complejidad de la construcción por el método del voladizo, debido al gran número de operaciones repetidas. *Pero este método puede también crear momentos flexionantes desfavorables temporales en el tablero.*

Podemos demostrar esto con el ejemplo de un puente "clásico", el Puente Coatzacoalcos en México, en el que los cables están anclados axialmente al tablero a cada 2 segmentos separados en una distancia de 7.06 m. En suma, la organización del dispositivo móvil era tal, que era necesario colar un nuevo segmento para poder mover el carro móvil listo para la construcción de un segundo segmento tensando antes un cable.

En esta situación desfavorable hubo un voladizo corto más-alla del último cable tensado, construido por 3 segmentos y extendido por el carro móvil, en una posición para colar un cuarto segmento.

Entonces aparecieron importantes momentos flexionantes en el tablero a una gran distancia debido a la flexibilidad de los apoyos que están constituidos por los cables.

Se tuvo que colocar grandes tendones de presfuerzo en las vigas cajón para balancear estas fuerzas de flexión negativa, los cuales no se utilizaron en el total de la estructura.

Pero estos tendones tuvieron que instalarse en toda la longitud del voladizo, debido a la sucesión de zonas desfavorables durante la construcción.

Esta situación no es extremadamente crítica ya que el peralte de la viga cajón tiene una importante capacidad de flexión, y permite instalar fácilmente los tendones de presfuerzo.

Esta solución se puede mejorar con la utilización de tendones temporales como por ejemplo para el puente Arade en Portugal. Como los tendones finales en el tablero no eran capaces de balancear todas las fuerzas flexionantes durante la construcción se tuvo que instalar barras Diwidag temporales encima de la losa superior, anclando la losa con la ayuda de bloques de anclaje de acero atornillados a la losa, desde luego estas barras de presfuerzo se destensaron cuando fue posible, y se reutilizaron más adelante en los voladizos.

Pero la situación llega a ser realmente crítica si el tablero tiene una inercia limitada, como es más y más frecuente con la evolución internacional en el diseño de puentes atirantados.

La capacidad de flexión del tablero llega a ser limitada cuando se compara con estos momentos flexionantes temporales, y es extremadamente difícil instalar tendones en una losa del "voladizo" o igualmente en una losa nervurada, en suma, la eficiencia de estos tendones es algo limitada. Únicamente se reduce la zona curvada debido a una mayor flexibilidad del tablero:

Los cables constituyen soportes rígidos de los tableros flexibles.

Se han desarrollado dos soluciones para limitar las fuerzas flexionantes temporales y evitar los problemas que puedan crearse.

- Se puede reducir la distancia entre los cables,

- Y se puede mejorar los dispositivos móviles así como los cables que pueden tensarse antes de mover el dispositivo.

CARROS DE TENSADO

Existen dos técnicas posibles:

- El uso de cables temporales, desde luego 2 tirantes en el dispositivo móvil a cada lado de sus posiciones sucesivas.

- El uso de los cables definitivos, los cables se anclan al segmento terminado, en la posición definida para tensarse con el dispositivo móvil.

Existe una gran ventaja en ambos casos, ya que permiten definir segmentos de 6 a 8 m entre 2 cables sucesivos, o 2 pares de cables.

Una aplicación de lo anterior es en el puente Posadas - Encarnación, sobre el río Panamá, donde los dos dispositivos móviles, uno en cada lado del voladizo balanceado estuvieron ligados por tendones de presfuerzo horizontal. Estos tendones colocados en una gran distancia arriba del tablero, provocaban momentos flexionantes favorables, balanceando los efectos del peso para el nuevo segmento.

Otra aplicación de carro móvil se utilizó en el puente Diepoldsau, el dispositivo móvil es empujado en la posición para definir un nuevo segmento. Los 2 elementos de concreto precolados están instalados sobre el dispositivo y ligados a éste uno en cada lado con los anclajes de cables definitivos. Se cuele una pequeña junta entre cada uno de estos elementos precolados y el último segmento terminado, para permitir la transferencia de fuerzas normales.

En todos los casos, los dispositivos móviles de tensado permiten la construcción de muchos tableros flexibles, sin crear prácticamente ningún momento flexionante; entonces es posible construir segmentos sucesivos sin tendones de presfuerzo durante la construcción, cuando es fácil y posible se pueden instalar los tendones.

UTILIZACIÓN DE CABLES TEMPORALES

En algunos casos excepcionales, se pueden utilizar los cables temporales para ayudar a la construcción, este es el caso del puente de Normandía, donde se utilizan para balancear los 2 voladizos construidos desde los pilones.

En la configuración final los cables están separados a cada 16 metros en una longitud de 116 m de los voladizos de concreto del claro principal, esta distancia está adaptada a la situación final del tablero, y al tamaño del puente, pero no para las condiciones de construcción tal como una viga cajón esbelta, entonces se instalan 6 cables temporales progresivamente tensados y retirados durante la construcción de los 2 cables definitivos sucesivos.

Para evitar conflictos geométricos con los cables definitivos, estos cables temporales se anclan en las 2 almas centrales de la viga cajón y bastante bajos de la punta del pilón.

8.6.3. TABLEROS ORTOTROPICOS DE ACERO Y MIXTOS

La condición de construcción es muy diferente para los tableros ortotrópicos de acero y mixtos.

El método clásico para tableros de acero, consiste en izar sucesivamente los segmentos con una grúa instalada sobre la parte ya construida del puente.

Después de izar el nuevo segmento, se suelda con la anterior, permaneciendo suspendido de la grúa, y luego se instala y se tensa un cable o par de cables, para permitir el avance de la grúa hacia adelante en una nueva posición, listo para izar otro segmento.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Para un tablero mixto, la construcción es un poco más sofisticada:

Se construye primero la estructura de acero por el método del voladizo, segmento tras segmento, suspendidos de cables sucesivos, luego se completa la losa de concreto, o se instala si son elementos prefabricados, otra vez segmento tras segmento:

Existen dos puntos importantes en la tensión de los cables:

-Primero se adapta la tensión en los cables únicamente al peso de la estructura de acero: ésta se incrementa con la construcción de la losa de concreto, pero luego es necesario un ajuste de tensión y entonces se puede adaptar la distancia entre la dovola de acero y la losa de precolado; en algunos casos la losa se puede colar después de colocar la estructura de acero que será cubierta, pero tal solución provoca una congestión en las operaciones de construcción, y atrasa la erección.

Es mejor tener una distancia de 2 a 3 segmentos para permitir un avance independiente de las dos secciones; es desfavorable una gran distancia porque la estructura de acero tendrá que sufrir grandes fuerzas durante la construcción y puede llegar a ser críticamente innecesario.

La construcción del claro principal de los puentes Saint Nazaire, Tampico y Normandía, todos ellos con una viga cajón ortotrópica se han realizado según lo anterior.

El puente Anacis en Canadá, también se construyó de esta manera, pero el tablero de concreto se hizo de elementos precolados, instalados progresivamente durante la erección de la estructura de acero; también existen algunas aplicaciones en Japón.

Las enormes grúas flotantes permiten izar desde el agua segmentos extremadamente pesados mucho mayores que los usuales. Esta situación puede facilitar la construcción e incrementar la velocidad de erección.

Capítulo III

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO DEL PUENTE ATIRANTADO “ BARRANCA EL ZAPOTE ”

III. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO: PUENTE ATIRANTADO "BARRANCA EL ZAPOTE"

3.1. LA AUTOPISTA DEL SOL MÉXICO - ACAPULCO

La operación de los diferentes medios de comunicación y transporte constituye un factor fundamental de integración política, social y cultural de la Nación. El Plan Nacional de Desarrollo propone la ampliación y modernización de los mismos para apoyar las políticas de crecimiento y estabilidad económica, descentralización y desarrollo regional, promoción de empleo, impulso al comercio exterior, fomento de la industria y el turismo.

Para modernizar el país, es necesario modernizar el Transporte, instrumento básico en el crecimiento y estabilidad de la economía. Además de ser un factor primordial para el abastecimiento oportuno de insumos y la distribución de productos en los mercados interno y externo, el transporte interviene de manera importante en la conformación de los precios finales de los productos intermedios y en los bienes y servicios.

Para lograr un desarrollo más rápido de la red carretera de altas especificaciones, se llevó a cabo el Acuerdo de Concertación para Modernizar la Infraestructura del Transporte, en que se establecen los términos de la participación privada, con ello se inició un proceso de licitación para construir, operar y conservar carreteras financiadas con recursos de particulares, la meta fue la construcción durante el sexenio 1988-1994 de 4000 kilómetros de carreteras, en su mayor parte de 4 carriles.

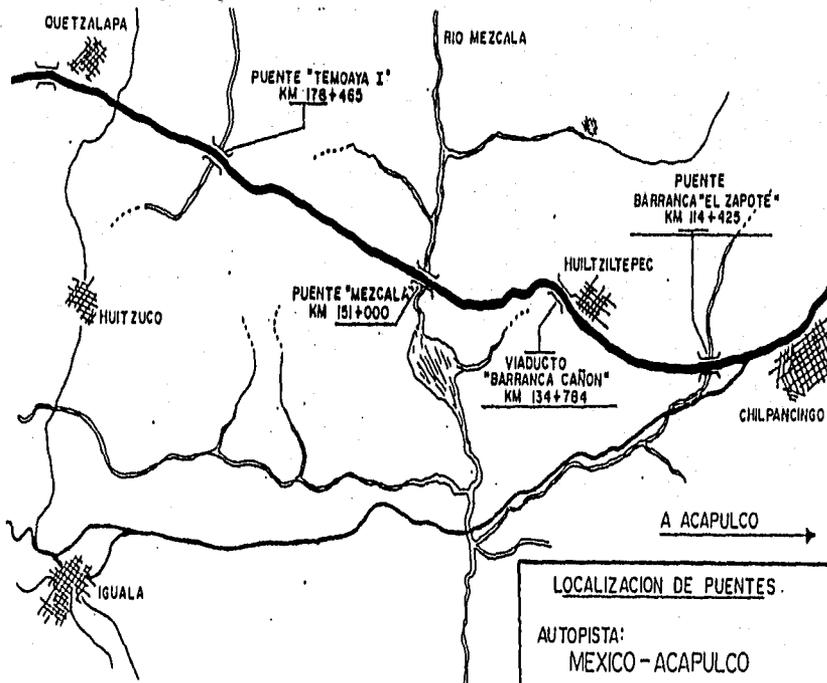
El Programa de Carreteras de Altas Especificaciones requiere de grandes inversiones pero genera importantes beneficios al usuario como son menor costo y tiempo de recorrido así como también mayor comodidad y seguridad, eliminación de cuellos de botella y apoyo al desarrollo regional, generando nuevas actividades económicas. Entre estas obras destaca la carretera Acapulco - Tierra Colorada - Cuernavaca denominada con el nombre de "Autopista del Sol".

Esta Autopista constituye una vía rápida y segura para unir la ciudad de México con el puerto de Acapulco y viceversa, forma un recurso indispensable para una mayor afluencia turística entre ambas ciudades y facilita el intercambio comercial. Tiene un desarrollo de 262 km entre Cuernavaca y Acapulco, lo que significa un ahorro significativo en tiempo de 2 horas aproximadamente, además de un alto grado de confort y seguridad para el usuario debido a sus altas especificaciones, así como un importante ahorro de combustible.

El cruce de áreas montañosas requirió de los últimos avances técnicos ingenieriles, y de cuatro puentes especiales tipo atirantado sobre grandes brechas, los cuales están ubicados en la porción central de la autopista. E stos son:

Puente	N° de Claros	Claro Principal	Longitud Total
Quetzalapa	3	213.00 m	424.00 m
Mezcala	6	311.44 m	881.91 m
Barranca El Cañón	4	166.00 m	260.80 m
Barranca El Zapote	3	175.78 m	267.66 m

Se debe notar que el país adquirió considerable experiencia en tales estructuras desde la construcción del puente atirantado Coatzacoalcos en 1984 con 288 m de claro principal, y la construcción del puente atirantado Tampico en 1987 con 360 m de claro principal.



3.2. DESCRIPCION DE LA BARRANCA

La barranca ubicada en el km 114 + 425 del tramo Chilpancingo - Río Balsas con origen en Acapulco, Guerrero en sus márgenes está constituida superficialmente por arena arcillosa color café - color gris, de alterada a sana, y en el fondo de la barranca se encuentra la misma toba andesítica pero sana.

Debido a las condiciones topográficas de la zona del cruce, la subrasante de proyecto pasará a 82 m arriba del fondo del cruce.

De acuerdo a los estudios topohidráulicos se recomienda construir un viaducto de 256 m de longitud ubicado entre los kms 114 + 224 y 114 + 550. Además en base a las características estatigráficas del sitio en estudio, se recomienda lo siguiente para la cimentación de la estructura:

1. Cimentación Superficial mediante zapatas aisladas o corridas
2. Desplante en toba andesítica conformando una superficie horizontal libre de fragmentos sueltos de roca, garantizando una distancia horizontal de la arista más cercana al talud de 1.5 veces el ancho del cimientto.
3. Capacidad de carga admisible para fines de diseño de 80 ton/m².
4. Excavaciones para alojar los elementos de cimentación con paredes verticales, en roca y con talud 1:1 en suelos.

En la margen izquierda para las excavaciones de los cortes de acceso así como para alojar la cimentación, en caso de utilizar explosivos se deberá tener un control de la barrenación y carga, para evitar deslizamientos que pudieran presentarse por pseudo estratificación.

No se prevén asentamientos que pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

De acuerdo a las anteriores recomendaciones se propuso que el puente " Barranca El Zapote " tuviera cimentación superficial a base de zapatas aisladas y estribos.

114 + 300

114 + 400

144 + 500

114 + 600

LONGITUD RECOMENDADA = 250 m

MARGEN DERECHA
A MEXICO D.F.

MARGEN IZQUIERDA
A ACAPULCO, GRO.

ESTRIBO
No. 4

PILA
No. 3

PILA
No. 2

ESTRIBO
No. 1

- 1260
- 1240
- 1220
- 1200
- 1180
- 1160

TOBA ANDESITICA
EN PEQUEÑOS CILINDROS
POCO ALTEZADA DE
A ALTEZADA Y
FRACTURADA

TOBA ANDESITICA
EN PEQUEÑOS CILINDROS
POCO ALTEZADA DE
A ALTEZADA Y
FRACTURADA

LOMO CAJE CON MATERIA
Y DEPÓSITO DE TALUD

DESDE EL CENTRO DE
LOS CAJES HAY UN
CORTADO EN LA
VIGILANCIA

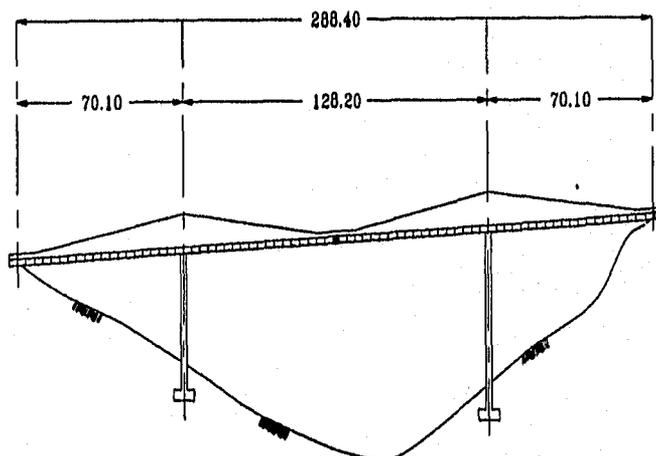
TOBA ANDESITICA
GRIS SANA

BARRANCA EL ZAPOTE

3.3. ALTERNATIVAS DE PROYECTO, PUENTE "BARRANCA EL ZAPOTE".

En relación al Proyecto del Puente "Barranca el Zapote" de la Carretera México-Acapulco, se presentaron las siguientes tres alternativas de proyecto, consistentes en los siguientes diseños:

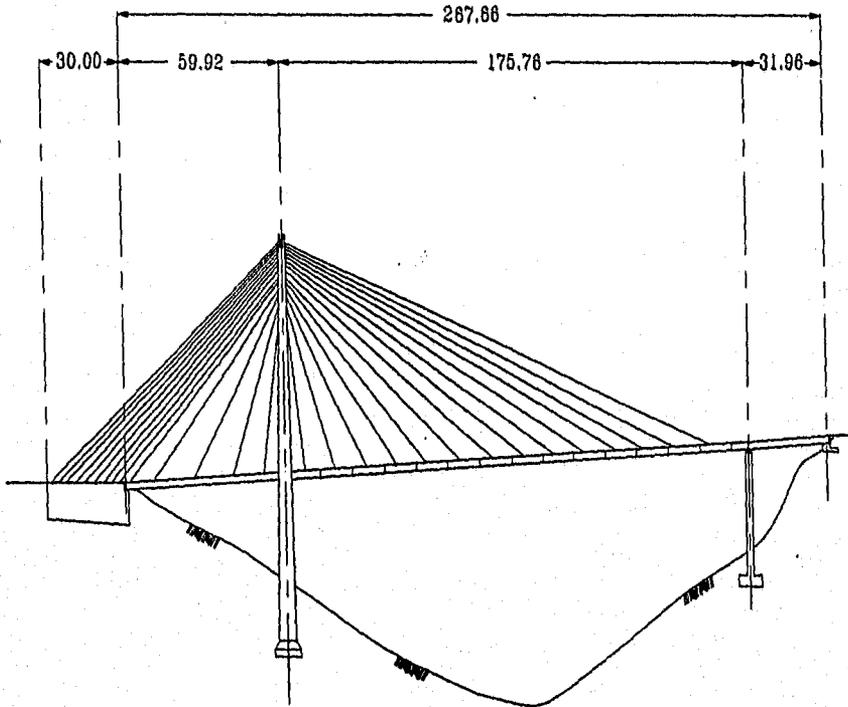
La primera alternativa está formada con una superestructura de concreto presforzado construida en doble voladizo con costilla axial de concreto presforzado sobre el tablero; tres pilas intermedias sección cajón de concreto con altura de 52 m, 80 m y 38 m y dos estribos externos de concreto reforzado. Su longitud total es de 268.40 m



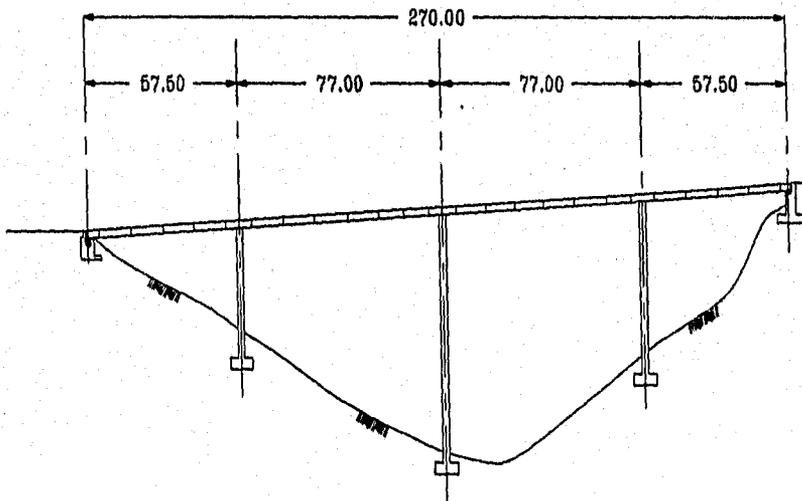
PROPUESTA CON COSTILLA

La segunda alternativa consiste en un puente de 4 apoyos con superestructura atirantada lateralmente tipo semi abanico, con un solo pilón de concreto en forma de "H" de 124 m y una pila intermedia de 35 m, con un tablero formado por dos traveses laterales longitudinales metálicas de sección "I" con piezas de puente de acero a cada 4 metros y losas de concreto reforzado.

La tercera y última alternativa está formada con una superestructura metálica integrada por tres traveses de sección "I" con piezas de puente a cada 4m y losa de concreto reforzado. La subestructura formada por tres pilas de concreto sección cajón, con alturas de 48 m, 84 m y 55 m y dos estribos de concreto reforzado.



PROPUESTA ATIRANTADA.



PROPUESTA EMPUJADA.

CUADRO COMPARATIVO DE LAS ALTERNATIVAS.

Alternativa	Tiempo de Ejecución	Costo a P. U. de Concurso
<p>Superestructura de concreto presforzado construida en doble voladizo con costilla axial de concreto presforzado sobre el tablero.</p> <p>La subestructura formada por tres pilas intermedias sección cajón de concreto con alturas de 52, 80 y 38 m y dos estribos extremos de concreto reforzado.</p>	15 meses	34.7 MMP
<p>Superestructura Atirantada lateralmente tipo semiabanico, con un solo pilón de concreto en forma de "H" de 124 m y pila intermedia de 35 m, tablero formado por dos traveses laterales longitudinales metálicas de sección "I" con piezas de puente de acero y losas de concreto reforzado</p>	10.5 meses	37 MMP
<p>Superestructura empujada formada por un tablero metálico integrado por tres vigas de acero de sección "I" con piezas de puente a cada 4 m y losa de concreto reforzado. La subestructura formada por tres pilas de concreto sección cajón, con alturas de 48, 84 y 55 m y dos estribos de concreto reforzado.</p>	15.5 meses	38.4 MMP

La Alternativa del Puente que presenta superestructura de concreto presforzado construida en doble voladizo con costilla axial, presentaba los siguientes inconvenientes:

- a).- Iniciar la construcción de la superestructura sólo cuando se hubiera terminado la construcción de las pilas.
- b) Requerir 4 dispositivos móviles de colado presentando mayores imprevistos que la alternativa de superestructura atirantada.
- c) Tiempo de ejecución elevado

La alternativa del puente con superestructura atirantada presentó las mejores condiciones en cuanto a tiempo de ejecución ya que sistematizó los procesos constructivos, con lo que ofrecía mayores ventajas según los constructores encargados incrementando las probabilidades para el cumplimiento del programa de Obra de la Autopista.

La tercera alternativa del puente de superestructura empujada constituida por un tablero metálico, aunque presentó un procedimiento constructivo más sencillo su costo fue el más elevado, necesitando 3 frentes de ataque en la subestructura, pudiendo iniciar la superestructura sin tener las pilas.

Retomando la experiencia acumulada en el diseño detallado y la construcción de los puentes más grandes de México y de los recursos inmediatamente disponibles (personal calificado, materiales, facilidades para la fabricación de estructuras de acero, equipos de construcción), se adoptó la solución atirantada.

Esta solución permitió conciliar las exigencias de funcionalidad, resistencia (sismos, vientos, cargas vivas excepcionales hasta de 300 ton) así como facilidad de conservación ya que podrá cambiarse cualquier tirante con mínima perturbación del tránsito vehicular. Sin embargo la condición que tuvo mayor importancia para determinar la solución atirantada fue su mínimo tiempo de construcción y costo competitivo, ya que con esta alternativa se podía cumplir con los plazos fijados para la terminación de la Autopista.

3.4.- DESCRIPCION DEL PROYECTO DEL PUENTE ATIRANTADO " BARRANCA EL ZAPOTE".

El puente atirantado " Barranca El Zapote " se localiza a la altura del Km 114 + 425 de la autopista de Cuernavaca Acapulco con origen en el Puerto de Acapulco a una distancia aproximada de 4 km de la carretera federal del mismo destino. Las características generales son las siguientes:

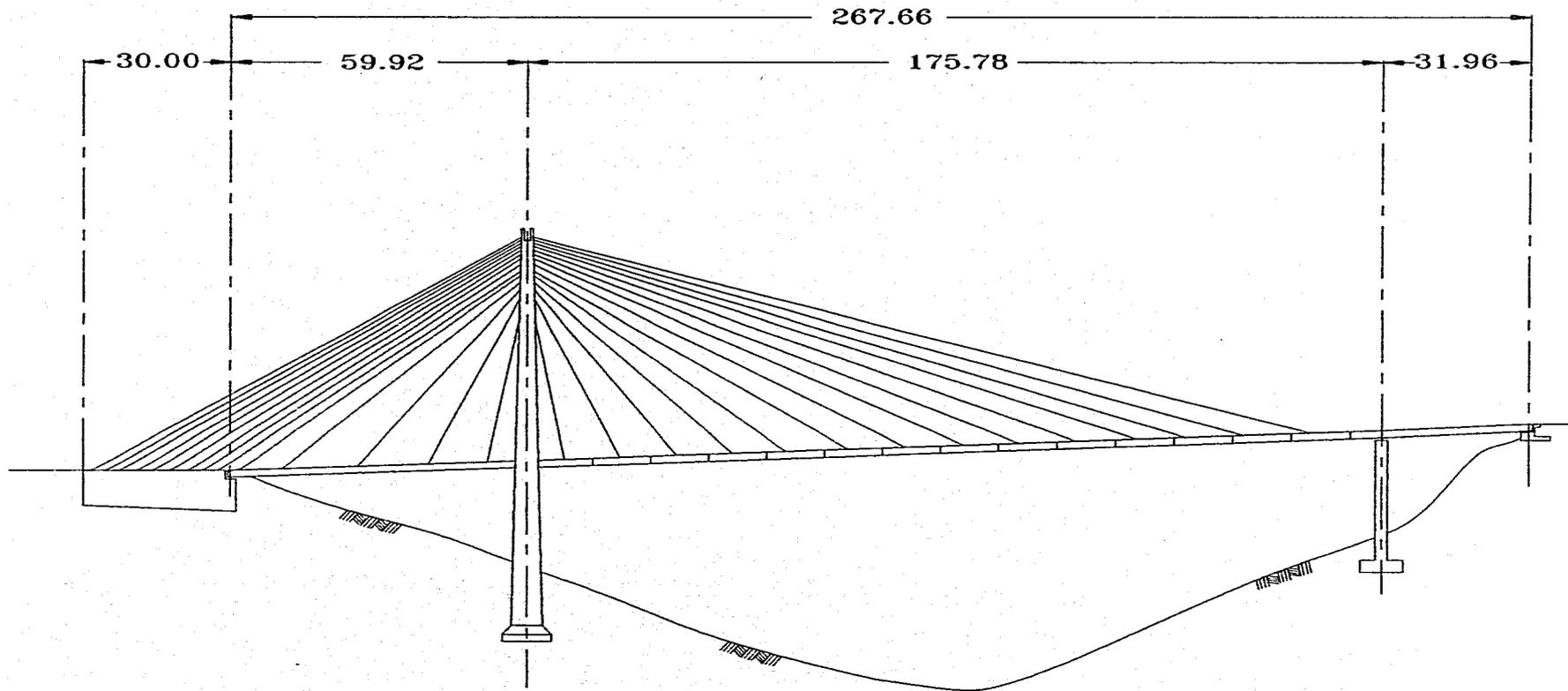
El ancho del puente es de 21 m, con un ancho de calzada de 17 m, mismo que permitirá la circulación en cuatro carriles, dos en cada sentido divididos por una barrera central de 0.60 m con garnición del carril vehicular y acotamientos de 0.50 m. El puente tiene una longitud de 267.66 m en tangente, dividida en tres claros de la siguiente manera:

Tramo	1 - 2	59.92 m
Tramo	2 - 3	175.78 m
Tramo	3 - 4	31.96 m

El puente " Barranca El Zapote " es una estructura atirantada asimétrica sostenida por dos estribos y dos pilas de concreto armado, siendo la pila número 2 la principal con una altura máxima de 124.31 m.

Las pilas son huecas de sección variable con un pilón en la pila principal del tipo H, que es de donde se anclan los tirantes.

Estos están formados por torones de 16 mm (5 / 8") de diámetro variando el número de torones por tirante desde 14 hasta 37. Se utiliza para contener cada tirante un tubo de polietileno de alta densidad (vainas), de 20 mm de espesor, resistente a los rayos ultravioleta.

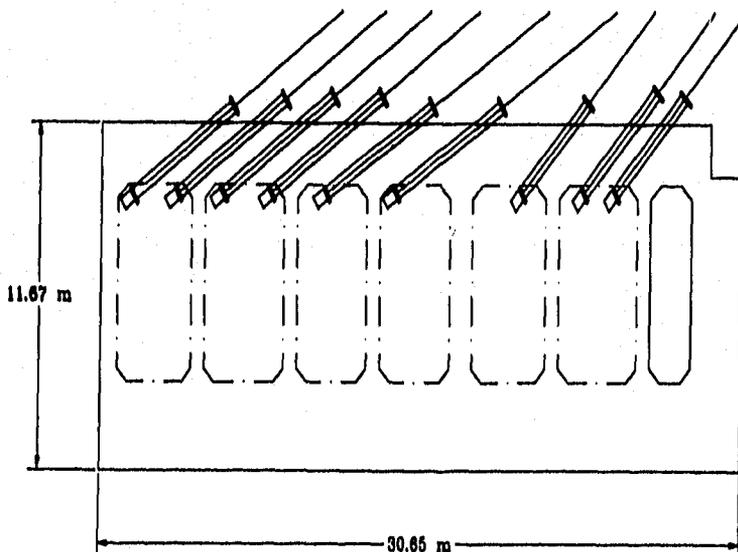
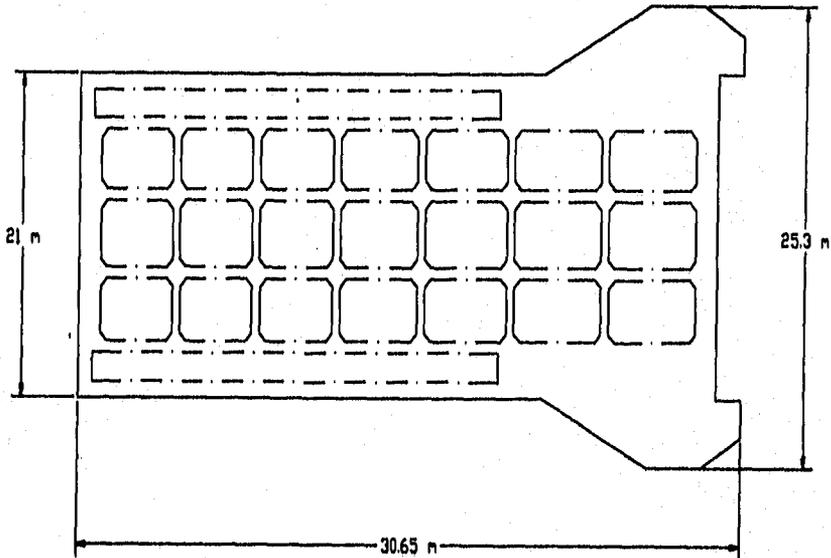


BARRANCA EL ZAPOTE

ESTRIBO 1

Su cimentación está formada por una losa de 1.50 m de espesor por 30.65 m de largo y por 25.3 m de ancho. Se utilizó un concreto con una $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ con una compactación mínima de 0.8 y un revenimiento de .08 a .10 m, y tamaño máximo del agregado de .025 m. Todo el acero utilizado tenía una $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$. El estribo posee 6 vigas diafragma, un muro frontal y uno posterior, además de 6 muros longitudinales, formando en conjunto una rejilla.

Este estribo actúa como contrapeso del arpa, anclando los tirantes 14, 13, 12, 11, 10, 9, 8, 7, 6 del pilón No. 2, después lleva una losa superior de transición que tendrá una pendiente de + 5 % en su sentido longitudinal.



PILON

Tiene una altura de 124.31 m de los cuales 46.38 m son hasta el nivel del cabezal más 77.93 m de altura del pilón.

Del nivel 1192 al 1221.38 el cuerpo de la pila es de sección constante hueca con 21 m de largo y un ancho de 4.22 m. El espesor de las paredes es de 35 cm y cuenta con un diafragma de pared a pared a la mitad de la pila en sentido transversal a su eje mayor, con un espesor de 30 cm. El concreto utilizado para esta sección de la pila posee una $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y compactación no menor a 0.8, con revenimiento de 6 a 8 cm y tamaño máximo del agregado de 3/4".

A partir del nivel 1221.38 comienza una zona de transición en que la sección de la pila aumenta de 21 m a 29.84 m permaneciendo constante el ancho de 4.22 m. Esta transición es una sección presforzada, para la que se utilizaron 8 cables de presfuerzo de 12 torones de 16 mm de diámetro cada uno.

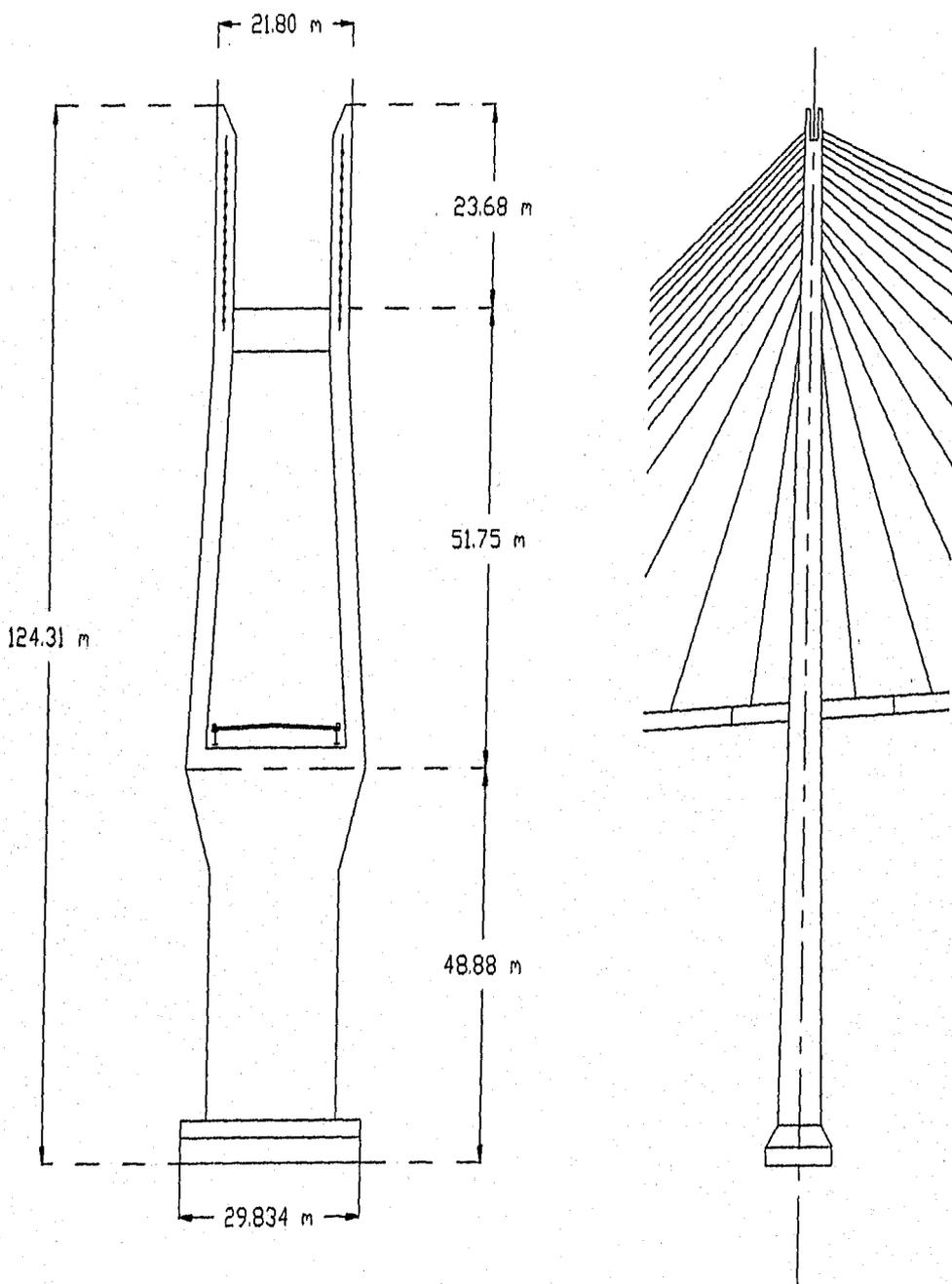
PILA 3

Tiene una altura total de 37.08 m, el cuerpo de la pila es de sección rectangular hueca con espesores de 40 cm en toda su altura y dimensiones variables de 2.50 m a 3.07 m por 2.50 m de la elevación 1210 a 1241.68.

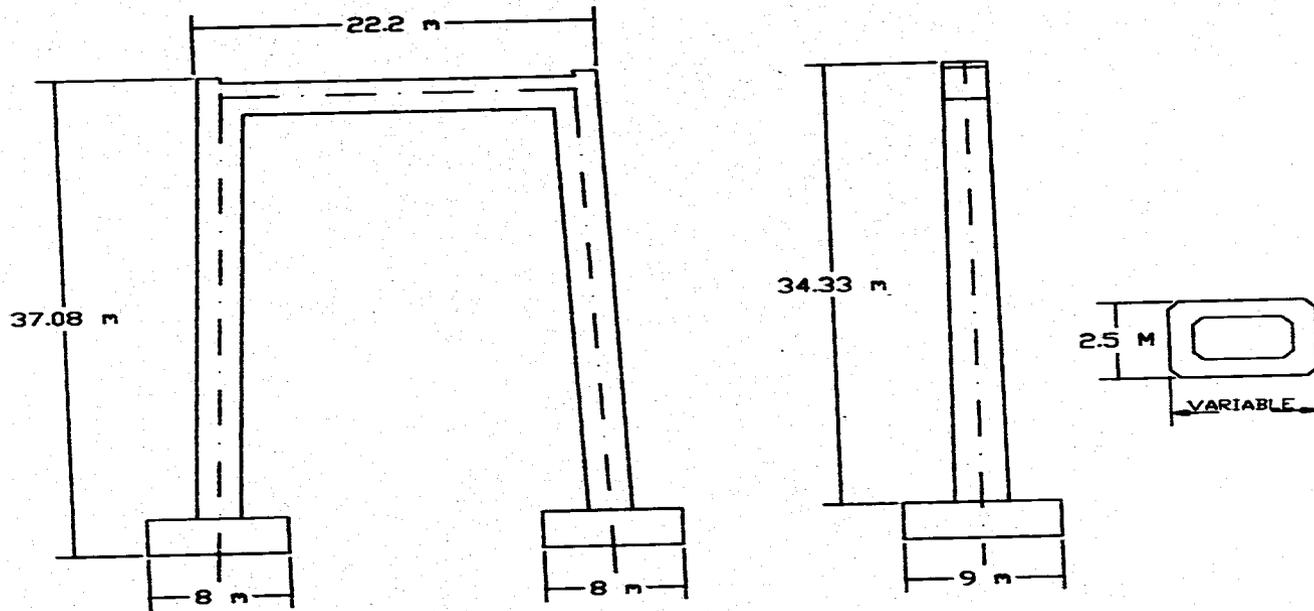
El concreto utilizado tiene un $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ al nivel de 1241.689 comienza una sección de riostra de 2.50 m por 2.50 m.

ESTRIBO 4

Su cimentación está formada por un dentellón de 2 m de espesor por 21 m de largo y por 6.20 m de ancho, sobre el que descansa una losa de 1 m de espesor por 21 m de largo y por 6.20 m de ancho, posteriormente un cabezal de 2.35 m de espesor. Se utilizó un concreto con una $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ con una compactación mínima de 0.8 y un revenimiento de .08 a .10 m, el tamaño máximo del agregado de .025 m y todo el acero utilizado tenía una $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$. En la parte superior lleva una losa de transición que tendrá una pendiente de + 5 % en su sentido longitudinal la cual servirá como apoyo para la última dovela del puente.



**Dimensiones de la pila principal del puente atirantado
" Barranca El Zapote "**



PILA No. 3

SUPERESTRUCTURA

La superestructura del puente está formada por 13 dovelas de 12 m de longitud y una dovela de cierre, estas dovelas están compuestas por dos traveses principales de alma llena de acero tipo A 709, grado 50 y por vigas puente a cada 4 m, que sirven para unir las dos traveses principales. Estas vigas puente tienen una longitud de 21 m, un peralte en centro de 2.11 m y en los extremos de 1.90 m y son de acero tipo A-36.

Estas dovelas de 12 m, cuentan con dos tubos cañón que sirven para anclar los tirantes. En cuanto al sistema de piso que se utilizó, éste está formado por canales Mon - Ten 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 Nelson soldados a lo largo de todos los patines superiores de las dovelas. El pilón, es de tipo " H " y cuenta con una escalera de caracol interna para tener acceso a la zona de anclaje de los tirantes.

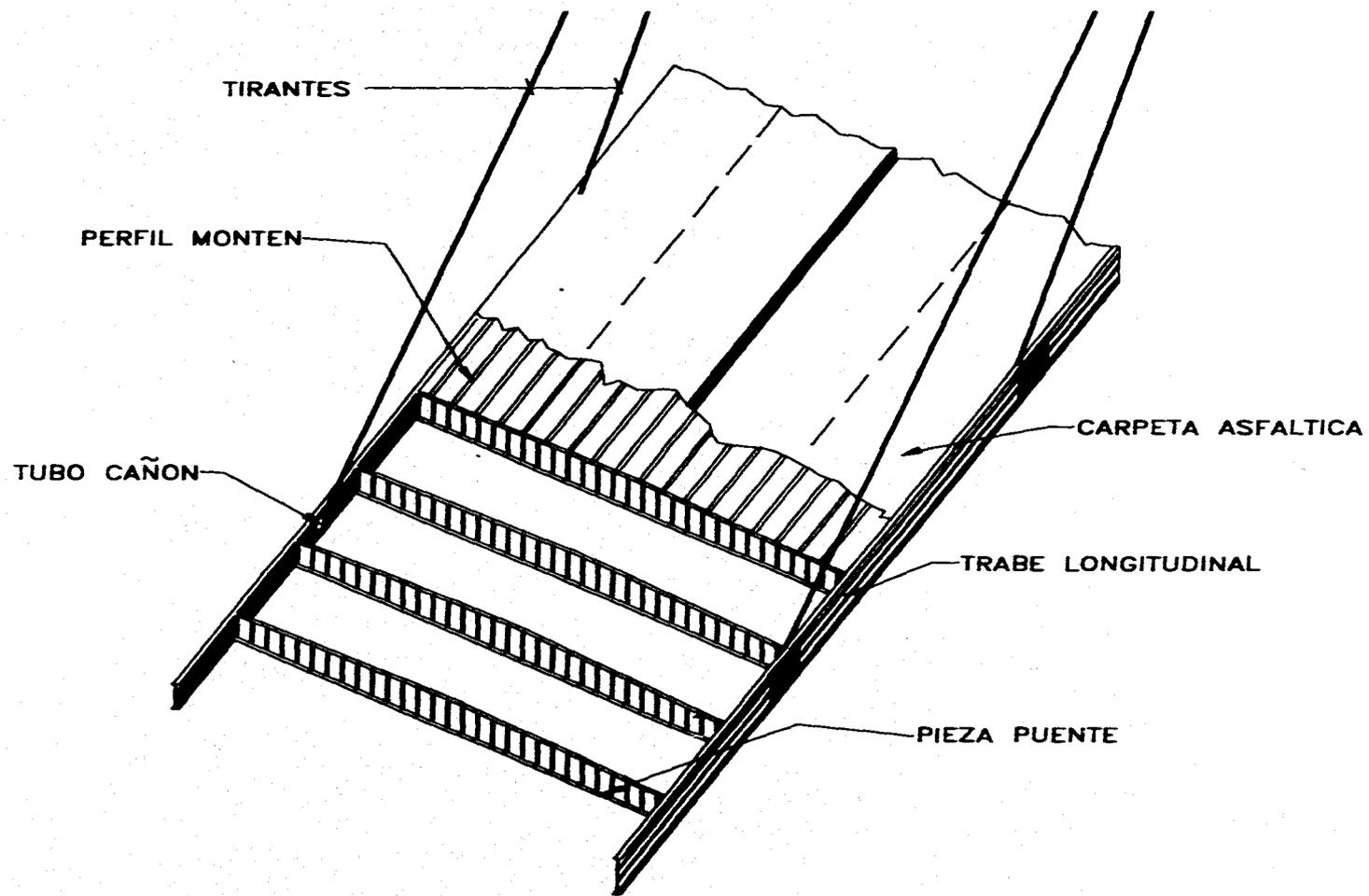
En el nivel de 1282.63 lleva un travesaño de 2m x 5 m de concreto postensado y es donde inicia la zona de anclaje de los tirantes hasta el nivel 1307.81, terminando el pilón en la elevación 1311.31.

Se utilizó un $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ y concreto con una $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

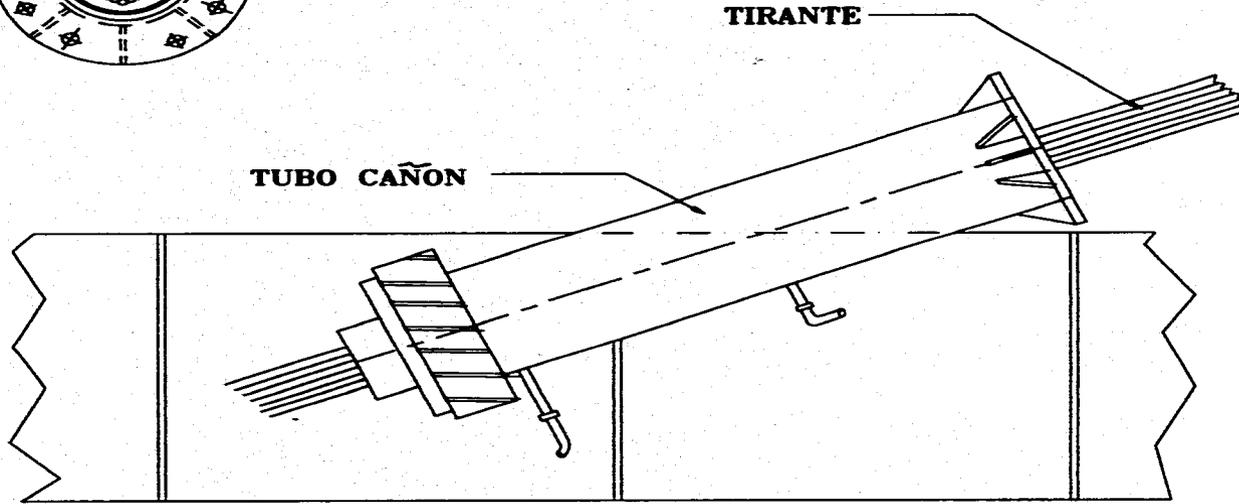
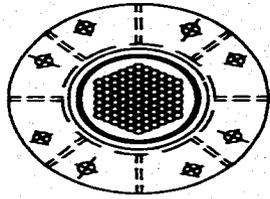
El atirantamiento del puente está formado por una serie de tirantes constituidos a su vez por torones de procedencia Belga.

Dependiendo de la fuerza que debe tomar el tirante, es el número de torones que lleva éste. En este caso el tirante con menos torones tiene 14 y el que más, tiene 37, en total el puente tiene 56 tirantes.

El torón que se utilizó es de material flexible y está constituido por 7 alambres, seis de ellos perimetralmente distribuidos en forma helicoidal alrededor de un hilo central recto.



DOVELA



ANCLAJE DEL TIRANTE CON LA VIGA PRINCIPAL

Las ventajas del tirante que se utilizó en este puente se pueden resumir como :

- Muy 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 independiente 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 auscultaciones 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).**

3.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO,

La construcción del Puente Barranca el Zapote se define en las siguientes fases:

Fase constructiva No. 1

- Se realizan excavaciones para las cimentaciones de estribo No. 1, zapatas de pilas 2, 3 y del estribo No. 4.
- Se construye estribo No.1 y zapata de pila No. 2.
- Se construye pila No. 2 hasta nivel de superestructura.
- Se construye zapata y pila No.3.
- Se construyen estructuras provisionales A y B.

Fase constructiva No. 2

- Armar la superestructura de acero en una longitud de 74.50m, en el lado acapulco y por encima del estribo No.1 incluyendo traveses, piezas puente y losacero (perfil monten) en una longitud de 64.50 m.
- Se continúa con la construcción del pilón.

Fase constructiva No. 3

- Lanzar la superestructura de acero del tramo 1-2 apoyado en los apoyos provisionales.

Fase constructiva No. 4

- Completar el colado de la parte superior del Estribo No. 1.
- Colar losa de concreto desde el estribo No. 1 hasta la Pila No.2 en una longitud total de 64.50 m en dos etapas primero las zonas A y segundo las zonas B, dejando un período de tres días entre el colado de ambas zonas.

Fase constructiva No. 5

- Colocar cimbra de losacero del eje de la pieza puente P17 al eje de la pieza puente P19.
- Colocar el equipo para la instalación de tirantes.
- Se instalan y se tensan los tirantes Tirante No.1 Tierra derecho (T-1td), Tirante No.1 Tierra izquierdo (T-1 ti), Tirante N0.1 Agua derecho (T-1 ad) y el Tirante No.1 Agua izquierdo (T-1 ai).
- Colar una longitud de 8m del eje de P17 al eje de P19.

Fase constructiva No. 6

- Se coloca el equipo de montaje entre la pila P2 y el Tirantes T-1 a.
- Se instalan las traves T-1i y T-1d.
- Se instalan piezas puente P20, P21 y P22.
- Colocar cimbra de losacero del eje de P19 al P22.
- Colocar equipo de instalación de Tirantes.
- Se instalan y se tensan los Tirante No. 2 Tierra derecho (T-2td), Tirante No.1 Tierra izquierdo (T-2 ti), Tirante N0.1 Agua derecho (T-2 ad) y el Tirante No.1 Agua izquierdo (T-2 ai).
- Colocar losa en una longitud de 12m de la P19 a P22.
- Se sigue el mismo proceso para los tirantes 3, 4, 5 y 6
- Se retiran las estructuras provisionales A y B
- Se construye la estructura provisional C en el tramo 3-4

Fase constructiva No. 7

- Se arma la superestructura de acero del tramo 4-3 de 34 m en el lado México incluyendo travesaños longitudinales, piezas puente y losacero.
- Se lanza la superestructura de acero apoyada en el apoyo provisional.
- Se colocan y tensan los tirantes 7 y 8 con sus respectivas dovelas.
- Se cuela la losa de concreto desde el estribo No.4 hasta la Pila No.3 en una longitud total de 33m en dos etapas primero las zonas A y segundo las zonas B dejando un período de tres días entre el colado de ambas zonas.
- Se colocan y tensan los tirantes 9, 10, 11, 12, 13 y 14 con sus respectivas dovelas.

Fase constructiva No. 8

- Se coloca el equipo de montaje entre T-13a y T-14 a.
- Se instalan las Travesaños de Cierre.
- Se instalan las piezas puente P-59.
- Se coloca la cimbra de losacero del eje P58 al eje P-60.
- Colar la losa en una longitud de 8.00 m del eje de P-58 al eje de P-60.
- Retirar el apoyo provisional C.

3.5.1 CIMENTACION.

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 serían efectuadas.

El procedimiento empleado para dichas actividades consistió en las siguientes actividades:

- Desmante y despalme
- Extracción de material
- Carga, acarreo y descarga de material
- Afinamiento de taludes

Desmante 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 de material. Esta se realizó con el procedimiento denominado " a cielo abierto ", mediante el uso de explosivos del tipo Mexamon y Tovex.

Carga, acarreo y descarga. La carga del material se realizó con cargador frontal sobre neumáticos o camiones fletados que acarreaban el material de bancos de desperdicio.

ZAPATAS

Todas las zapatas fueron del tipo superficial y se desplantaron en un estrato firme con capacidad mínima de 80 ton/m².

Inicialmente se coló una plantilla de concreto ciclópeo con resistencia de 150 kg/cm², con previa limpieza del desplante de la misma mediante un procedimiento de sopleado.

Una vez que se colocó el acero conforme al proyecto, se procedió con el cimbrado, colocando lámina de poliestireno expandido de 5 cm de espesor alrededor de toda la zapata.

La colocación del concreto en las zapatas de las pilas que forman la subestructura del puente se realizó a tiro directo mediante canalones ó trompas de elefante con pendiente máxima del 33% para evitar la disgregación del concreto en la zona de colocación. Para el vibrado del concreto se utilizaron vibradores de inmersión de 2" de diámetro y se vibró en capas iguales y respetando el propio ángulo de reposo del concreto.

CUERPO DE PILAS

El concreto utilizado en la construcción de la pila 2 y 3 es de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$,

Se realizaron colados con cimbra tradicional, con altura de 3m con ayuda de una grúa torre y con el empleo de vibradores eléctricos.

La colocación del concreto para los primeros colados se realizó por gravedad hasta donde fué posible, después se utilizó una bomba sobre camión y finalmente se continuaron los colados con la ayuda de bachas.

La grúa torre desempeñó un papel muy importante en el izado de acero de refuerzo ya habilitado y listo para su colocación, así como levantando las bachas de concreto durante su colado. Para tener acceso al lugar de trabajo, se utilizó en la pila N° 2 un elevador, mientras que en la pila N° 3 se utilizaron escaleras.

3.5.2 SUPERESTRUCTURA

Para la construcción de la superestructura se utilizó el sistema por avance, los tramos 1-2 y 4-3 fueron empujados, soldando las dovelas en sitio, mientras que para el tramo atirantado fueron atornillados para mayor rapidez en el proceso.

a) FABRICACION EN TALLER

Todas las piezas metálicas de las dovelas se fabricaron en los talleres de "Industria del Hierro", 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) se mandaban a la obra después de la liberación de cada elemento por el laboratorio de control de calidad.

b) ENSAMBLE EN OBRA

Una vez recibidas las piezas de cada una de las dovelas se procedió con el ensamble en obra. Para esto se contaban con dos frentes, uno en el estribo N° 1 y otro en el estribo N° 4. Soldando cada una de las partes de la dovela y a su vez una dovela con otra.

c) 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; para lo cual se siguieron procedimientos muy rigurosos con las más altas especificaciones técnicas.

Se utilizaron tres procesos de soldadura: soldadura de arco con metal protegido (AMAW), 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.

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 y 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 contraventeos 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 metálicas.

d) 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, erosión, suficientemente elástica 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 de acero, para que si llegan a perforarse los recubrimientos de acabado colocados sobre el primario, los pigmentos de zinc, por ser más anódicos que el acero proporcionen una protección galvánica al metal base.

Mediante una preparación adecuada de la superficie de las dovelas, 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 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 al 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 Barranca el Zapote dure sin deterioros significativos un promedio de 1.25×30 , es decir 37.5 años aproximadamente.

e) 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 montaje de dovelas.

e.1) SISTEMA DE EMPUJE

La parte empujada del puente, ascendente del estribo N° 1 a la Pila N° 2 tiene una longitud de 67.92 m. Esta estructura fue empujada desde la zona de habilitado del estribo 1 hacia la pila 2, fue necesario la colocación de una torre provisional a 35 m del eje del estribo N° 1.

La estructura fue empujada con una pendiente de 2 %, arriba de la parte superior del estribo N° 1 para lo que se utilizó una nariz de lanzamiento de 12 m de longitud, teniendo un peso de 0.9 t/m, bajándose la estructura al finalizar el empuje a su nivel definitivo.

Las fases constructivas en esta etapa fueron las siguientes:

- a).- Ensamblar y soldar el tramo de 74.5 m más la nariz sobre la zona de habilitado del estribo N° 1.**
- b).- Realizar un primer empuje de 25 m.**
- c).- Realizar un segundo empuje hasta la torre provisional.**
- d).- Pasar la torre provisional**
- e).- Continuar con el empuje hasta llegar a la pila N° 2**
- f).- Pasar la pila N° 2**
- g).- Desmontar la nariz de lanzamiento**
- h).- Empujar hasta la posición definitiva**
- i).- Bajar la estructura a su nivel definitivo con los tres puntos de apoyo (estribo N° 1, torres provisionales y la pila N° 2).**

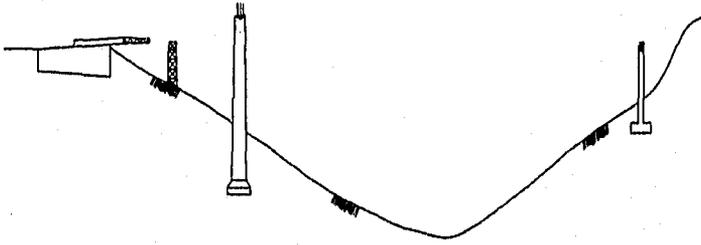
Respecto a la parte empujada del puente descendente, ésta tiene una longitud de 34.95 m . Esta estructura se lanzó a partir de la zona de habilitado del estribo N° 4 hacia la pila N° 3, en este caso no se utiliza torre provisional.

Se lanza la estructura con una pendiente de 8%, a un nivel de 1,248 al eje del estribo N° 4, utilizando la misma nariz de lanzamiento que para el tramo ascendente.

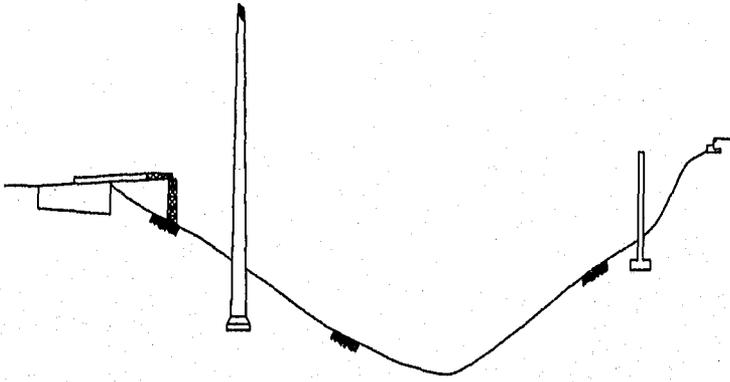
Utilizandose un contrapeso para el tramo lanzado consistiendo de 2 dovelas completas de 12 m cada una, durante el empuje.

Las fases de construcción son las siguientes:

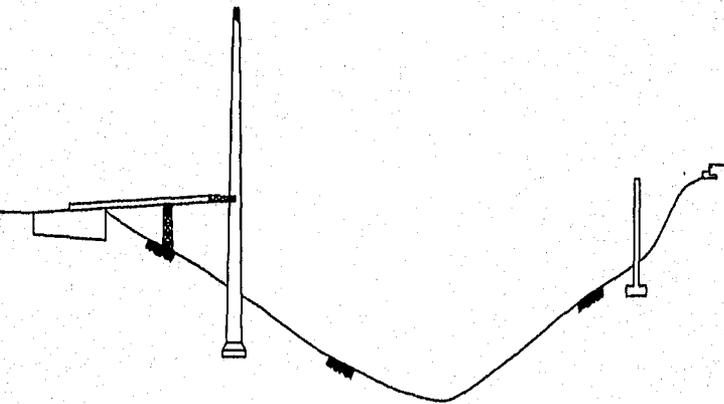
- a).- Ensamblar y soldar el tramo de 34.95 m sobre la zona de habilitado del estribo N° 4
- b).- Ensamblar la nariz y el contrapeso
- c).- Empujar hasta la pila N° 3
- d).- Pasar la pila N° 3
- e).- Continuar el empuje hasta la posición final
- f).- Desmontar la nariz de lanzamiento y el contrapeso
- g).- Bajar la estructura hasta su nivel definitivo



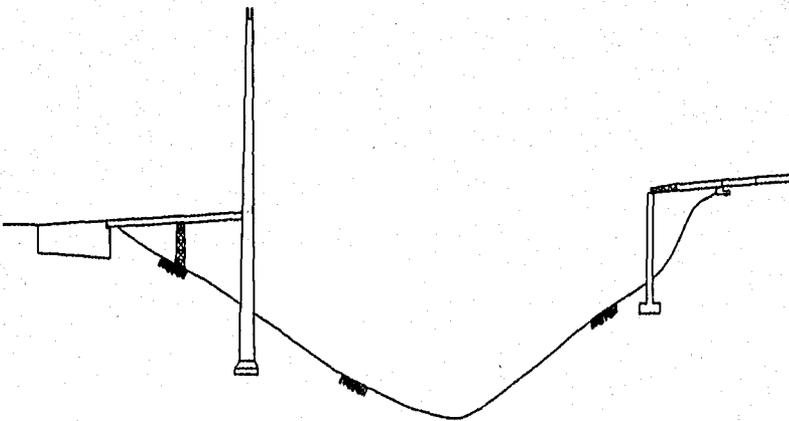
FASE I



FASE 2



FASE 3



FASE 4

ETAPAS DE EMPUJADO DE LA SUPERESTRUCTURA

Las estructuras fueron empujadas mediante dos gatos hidráulicos, con carrera de 1.1m.

Estos gatos se apoyan, en un extremo, sobre un " chasis de empuje ", que se fija por apriete con tornillos múltiples en el patín inferior de la viga longitudinal del puente, y en el otro extremo sobre un " chasis de apoyo ", situado sobre una " cremallera " de 16.125 m de longitud. La " cremallera " se ancla en la parte superior del estribo N° 1, para la parte del puente ascendente, ó sobre dos largeros de concreto en el lado del estribo N° 4.

Cremallera: Es una pieza metálica que se ancla en el concreto, de 16.125 m de longitud, constituida de topes que sirven de apoyo para los balancines de los " chasis de empuje " y " chasis de apoyo ".

Chasis de empuje: Consta de un " balancín " y de una mordaza continua de apriete para sujetar el chasis del patín inferior de la viga longitudinal del puente y una articulación para el gato de empuje.

El balancín está destinado a retener el puente mediante apoyo en los topes de la " cremallera ".

Chasis de apoyo: Está constituido por un balancín que se apoya mediante apoyo en los topes de la cremallera, y una articulación para fijar el gato de empuje.

Nariz de lanzamiento: Se compone de 2 vigas longitudinales de 12 metros de longitud y de 1.3 m de peralte, estas dos vigas longitudinales están contraventeadas con 3 vigas transversales, el peso total de la nariz de lanzamiento es de 11 toneladas, la conexión entre la estructura y la nariz se resolvió por medio de tornillos.

e.2) SISTEMA DE MONTAJE

Para el montaje de las dovelas del tramo comprendido entre la pila No. 2 y la pila No. 3 del puente atirantado "Barranca el Zapote" se usará un pórtico para transportar y colar cada pieza de una dovela.

Este pórtico está constituido de 2 vigas longitudinales de 30 m, con una separación transversal entre ellas de 14.6 m.

Estas vigas longitudinales sirven para recorrer diferentes carritos equipados de troles y polipastos, con los cuales se puede cargar y desplazar las piezas en todos los sentidos.

Los puntos de apoyo para este pórtico son:

- Sobre la pieza del puente para los pies delanteros**
- Sobre la losa de concreto para los pies traseros**

Para tener una mejor estabilidad en el pórtico durante su desplazamiento, se colocó sobre el apoyo trasero un contrapeso de 14.4 ton.

e.3) ETAPAS DEL CICLO TIPICO DE MONTAJE

1.- Traslado del pórtico en posición para montaje de la dovela N, el pie trasero se apoya sobre el concreto de la dovela N - 2 y el pie delantero se apoya sobre la pieza de puente de la dovela N - 1 .

2.- Transporte desde Estribo No. 1 y colocación de la dovela de acero N por piezas.

- a.- Transportar desde Estribo No. 1 los elementos que constituyen la dovela.**
- b.- Presentación de las traves longitudinales.**
- c.- Colocación de la totalidad de los tornillos de la junta de traves sin apretar las tuercas.**
- d.- Control geométrico local con respecto a la dovela N - 1 en elevación, y control de alineación en planta con respecto al eje longitudinal del puente.**
- e.- Ajuste de las traves longitudinales de la dovela N con respecto a las de la dovela N-1.**
- f.- Apriete al 100% de los tornillos en la unión de traves longitudinales.**
- g.- Soltar las sujeciones de las vigas.**
- h.- Realizar un control geométrico local (verificación).**
- i.- Presentación y atornillado al 100% de las tres piezas puente.**
- j.- Control geométrico local de confirmación sobre la dovela completa.**

3.-Tensado Parcial de los tirantes T_n pertenecientes a la dovela N con sus correspondientes tirantes traseros, basándose en una condición de fuerza, es decir dando prioridad a lograr la fuerza de proyecto.

- a.- Simultáneamente al tensado, se coloca la cimbra (perfil Mon - Ten) y el refuerzo de la losa de la dovela N.**
- b.- Control de la tensión en los tirantes y verificación de la homogeneidad de las tensiones de los torones, llevando dicho control en un 25% de los torones del tirante.**
- c.- Nivelar el tablero y una verificación del pilón antes y después de tensar los tirantes.**

4.- Colado de la losa de la dovela n

- a.- En forma simultánea al fraguado de la losa se debe realizar el colado de las guarniciones y colocación de los barandales en la dovela N-4.**
- b.- Realizar un control geométrico en la totalidad del puente.**
- c.- Verificación eventual de la tensión de cada torón sólo en el caso de haber encontrado resultados fuera de la tolerancia.**

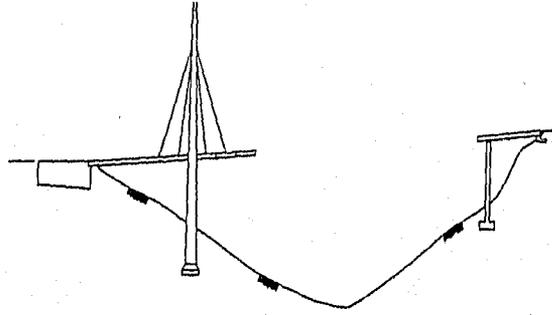
5.- Sobretensado de los tirantes T_n dando prioridad a lograr la geometría de proyecto en el extremo del voladizo.

6.- Control geométrico general

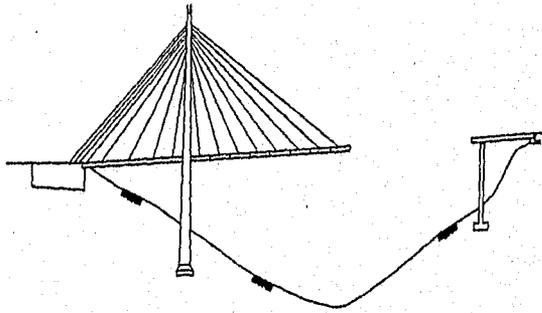
7.- Ajuste de tensión en los tirantes T_n .

8.- Control geomérico General

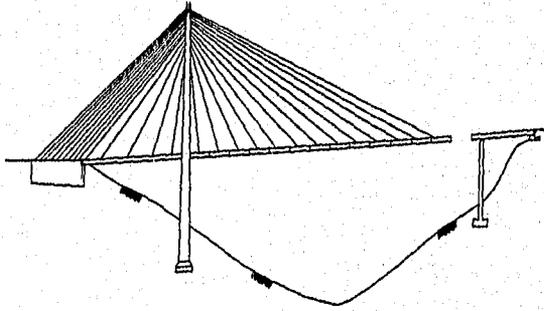
9.- Después de la aprobación del ajuste realizado se podrá desplazar el pórtico y la pasarela hacia la dovela siguiente.



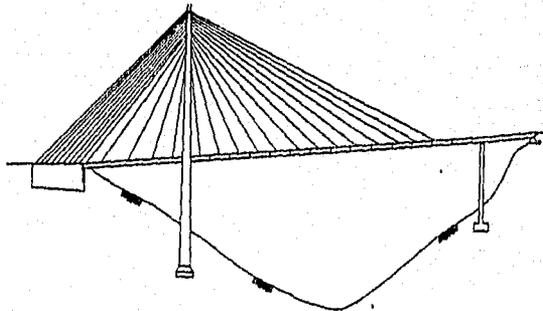
FASE 1



FASE 2



FASE 3



FASE 4

ETAPAS DE MONTAJE DE LA SUPERESTRUCTURA

f) DOVELA DE CIERRE

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

El procedimiento para el cierre es el siguiente:

- a.- Retirar el pórtico hasta Estribo No. 1, y quitar rieles
- b.- Preparar el dispositivo de troquelamiento, sin fijarlo.
- c.- Colocar gatos anulares en tirante T-14 delanteros. Destensar el sistema antisísmico en E4.
- d.- A las 3:00 AM ajustar con gatos anulares el nivel del voladizo 2-3 y fijar el troquelamiento antes de las 7:00 AM.
- e.- Después de terminar al 100% el troquelamiento, soldar patines y diagonal del alma.
- f.- Colocar las placas de los patines, punteándolas
- g.- Iniciar la aplicación de la soldadura en los 2/3 superiores de la unión, del lado del tramo 3-4 tanto en patín superior como inferior.
- h.- Después de 1.00AM de la noche siguiente proceder de la misma manera en la junta del lado del tramo 2-3, debiéndose terminar la soldadura antes de las 7:00AM.
- i.- Realizar un control de las soldaduras por medio de ultrasonidos.
- j.- Quitar las placas de troquelamiento de los patines.

- k.- Después de la 1:00 AM realizar la soldadura del 1/3 inferior faltante en los patines superiores e inferiores en ambas juntas.**
- l.- Revisar soldaduras con ultrasonido.**
- m.- Colocar la placa del alma, aplicar la soldadura en una cara del alma del lado del tramo 3-4 durante el día o la noche, y posteriormente el lado del tramo 2-3 únicamente de noche.**
- n.- Retirar el troquelamiento diagonal, y realizar las soldaduras en la cara faltante.**
- o.- Revisar las soldaduras verticales del alma por radiografías.**
- p.- Realizar las soldaduras de filete del alma con los patines, revisando la soldadura.**
- q.- Colocar conectores en el patín superior antes de colocar la losa.**

LOSA DE CONCRETO

El colado de la losa se realiza conforme al procedimiento constructivo y por lo general se colaron tramos de 12 m.

Una vez colocado el perfil Mon - Ten, los pernos Nelson y el poliestileno, se procede a colocar todo el armado que se colará, se utiliza diferente equipo durante el colado tales como camiones de concreto, bomba de concreto, bachas y grúa torre.

PILON.

Una vez que se llegó a nivel de calzada se procede con el colado del pilón para lo cual se utiliza una grúa torre, bachas y los camiones de concreto.

Como el pilón es hueco los trabajadores se introducen al área de trabajo por medio de una escalera marina que se coloca adentro del pilón y luego se les acerca todo el acero ya habilitado con ayuda de la grúa torre. La cimbra que se utiliza fué del tipo tradicional de madera. Los colados son por lo regular de 3 m de altura y en algunos casos se tienen que dejar colados los tubos de encofrado (tubos cañón) que sirven como anclaje pasivo de los tirantes.

Para el colado de la riostra se diseñó una viga de acero que sirvió como obra falsa. Esta riostra o travesaño también se colocó con la ayuda de la grúa y las bachas y se utilizó cimbra tradicional de madera.

TIRANTES.

La instalación y tensado de los tirantes se compone de las siguientes etapas constructivas:

- Habilitado y colocación de la valna
- Insertado de los torones
- Tensado de los tirantes
- Inyectado de la cera en los anclajes.

Habilitado y colocación de la Vaina; La vaina o funda de los tirantes que se utiliza es de un material tipo polietileno de gran resistencia, flexibilidad y de peso muy ligero para poder manejarla sin problemas. Se utilizan 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 aplica el sistema de unión por termofusión, que requiere el 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 continúa con el ciclo hasta lograr la longitud requerida para el tirante que se trate.

En la colocación de la vaina se utiliza la grúa torre para tomar una punta de la vaina e izarla hasta el tubo encofrado que le corresponda y 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 acabó de recuperar 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 es igual a 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 el tensado más desperdicios más las zonas de anclaje.

Posteriormente se cortaron los hilos perimetralmente (6 hilos), para dejar el hilo central sobresaliendo 80 mm para la conexión con el hilo guía que ayudará a su inserción. También se eliminó la envolvente de polietileno de alta densidad, en una distancia variable según recuperación de catenaria y alargamiento.

En el pilón se colocaron los anclajes pasivos con sus prensaestopas 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.

En el tablero se colocaron los anclajes activos con sus accesorios para el posterior tensado.

El centrado de los anclajes pasivos en el pilón 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. 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 delante de la extremidad del tubo del anclaje superior, se insertó una guía (un alambre de 5.2 mm de diámetro) a través del anclaje montado con sus cuñas.

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 paso a través de las cuñas, quedando el torón automáticamente anclado.

Para el insertado de la punta inferior se utilizó una guía y un acoplador como el de arriba y se tiró de la misma manera desde el tablero. Una vez que se tuvo insertado en ambos lados, se utilizó un gato unifilar para su tensado.

Finalmente, se procedió con el insertado de los demás torones de igual manera como se hizo con el primero.

Tensado de los tirantes.- El tensado de cada tirante se hizo mediante colocación de un gato mono-torón en zona de 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 provocaran una deformación en la estructura o en el pilón.

El método para el tensado de tirantes que se utilizó fué el 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 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 va tensando 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 cortado de las punta para colocar los capuchones extremos y poder hacer los inyectados con cera.

Esta inyección se hizo tanto en el tubo 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 y se hizo de abajo hacia arriba chequeando que la cera saliera por los respiradores o tubos de purga que se colocaron en la parte superior de la zona a inyectar, para garantizar que quedara completamente llena.

Para la realización de todos los trabajos relacionados con los tirantes, se utilizaron unas canastillas que se sujetaron al pilón por la parte 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 en turno de trabajar.

Anclajes de los cables.- Los anclajes deben permitir ajustar la longitud en un extremo así como el reemplazo de un cable dañado sin interrupción del tráfico.

Para prevenir oscilaciones en los cables se instalará amortiguadores en alguna distancia dada del anclaje.

Un fuerte tubo de acero (tubo cañón) se aloja en el concreto o se solda a la viga extrema de acero del tablero con el ángulo correcto de inclinación.

El diámetro del tubo permite jalar el socket completamente y colocar las placas de relleno o cambiar la tuerca de anclaje.

El ajuste de la longitud del cable se realizó muchas veces en el anclaje del pilón.

El tubo de acero se extiende alrededor de 1.2 m arriba del nivel del camino para proteger el cable contra vehículos que no circulan correctamente.

En su extremo superior, hay una almohadilla gruesa de neopreno suave, el cual detiene los movimientos flexionantes del cable, y ayuda a amortiguar las oscilaciones.

Capítulo IV

NECESIDAD DEL CONTROL GEOMÉTRICO

IV.- NECESIDAD DEL CONTROL GEOMÉTRICO

4.1.- INTRODUCCIÓN

Los puentes atirantados son estructuras flexibles y extraordinariamente sensibles a cualquier variación de las solicitaciones y de las condiciones ambientales previstas en el proyecto, por lo que su construcción debe ser estricta, metódica y con riguroso apego al diseño.

Cualquier modificación a las condiciones de diseño debe ser analizada y adecuada por lo que existe una estrecha relación entre el análisis y la construcción de este tipo de obras.

En los últimos años se han construido los primeros puentes atirantados en México con los que ingenieros mexicanos han adquirido experiencia en la construcción de este tipo de estructuras, y han realizado conjuntamente con la asistencia de asesoría extranjera el control geométrico de la superestructura, obteniendo exitosos resultados.

Durante la construcción de los puentes atirantados, al estar dotados sus distintos elementos de una gran flexibilidad, el proceso constructivo necesita de un cálculo que asegure la aplicación precisa de las tensiones en los tirantes para asegurar que los elementos mecánicos que se produzcan permanezcan dentro de lo permisible, es decir que sus elementos estructurales no tengan esfuerzos parásitos que puedan poner en riesgo la vida útil del puente, de igual manera se necesita la conformación de la rasante deseada mediante las cotas de nivelación requiriendo de un cuidadoso control de los movimientos de la estructura.

A través del control geométrico es posible calibrar las hipótesis de cálculo (módulos de elasticidad, pesos de los equipos, cargas permanentes, etc.) durante la construcción del puente para obtener su comportamiento real a lo supuesto en el modelo de cálculo. Ambos aspectos, elementos mecánicos y elevaciones de rasante, están directamente relacionados a lo largo de todas las fases de construcción que constituyen el proceso.

A través del control geométrico se manifiestan en forma inmediata los errores u omisiones ya sea de construcción o de las hipótesis del cálculo.

El objetivo del control geométrico durante la construcción no es solamente lograr una buena geometría final de la rasante del puente, sino controlar indirectamente por medio de la geometría los esfuerzos internos de la estructura durante cualquier etapa de la construcción, y consecuentemente poder evaluar los esfuerzos de la estructura ya en servicio en cualquier momento, mediante un control topográfico y por medio de una verificación de las fuerzas en los tirantes.

4.2.- EVALUACIÓN DE LAS FUERZAS PERMANENTES.

No es posible realizar un control geométrico serio durante la construcción sin un análisis estructural preciso de cada una de las fases constructivas. Sin embargo el objetivo del diseño es obtener una buena distribución final de las fuerzas permanentes en el puente, ya que las fases de construcción son solamente pasos para conseguirlo. El procedimiento de análisis a seguir es regresivo, hacia atrás el diseñador selecciona en primer término el estado final del puente (en servicio) y desde ahí va evaluando todas y cada una de las fases de construcción.

4.2.a.- DEFINICIÓN DEL ESTADO FINAL DEL PUENTE.

La finalidad de definir un estado final del puente es determinar las tensiones en los tirantes de tal manera que se obtenga una distribución conveniente de las fuerzas en el puente ya en servicio (bajo cargas permanentes), así como obtener la geometría requerida.

Una distribución conveniente de las fuerzas no es solamente una distribución de fuerzas tales que cumplan con los requisitos de las normas (códigos) de un puente cargado. Además debe reducir el efecto de flujo plástico (que induce deflexiones y la correspondiente incertidumbre en miembros de concreto), así mismo reducir los efectos de segundo orden, por lo que en la definición del estado final del puente se deben considerar dos condiciones primordiales.

- *No debe existir fuerza flexionante en el pílón*
- *No debe existir fuerza flexionante en el tablero*

4.2.b.- EVALUACIÓN DE LAS TENSIONES EN LOS TIRANTES.

A la distribución de las tensiones en los tirantes que proporcionan la geometría del tablero atirantado se le denomina " método del péndulo "

Las tensiones de los tirantes se van evaluando desde la sección del anclaje, tirante por tirante, equilibrando las cargas para no provocar momentos flexionantes al tablero, distribuyendo el peso de cada dovela en sus dos anclajes correspondientes.

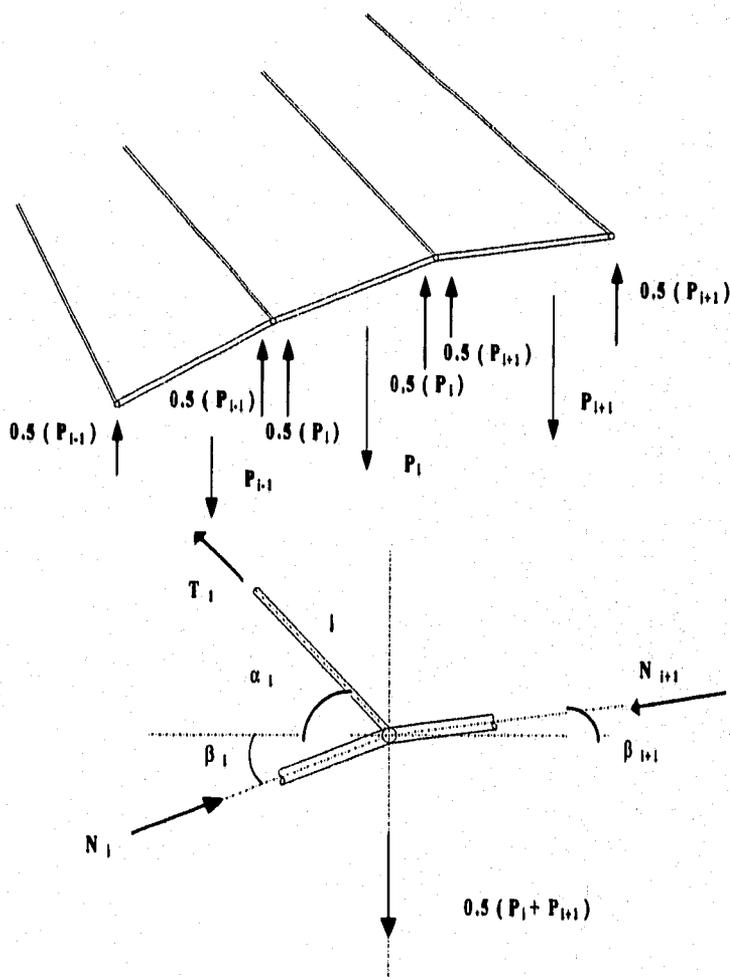


Fig.4.1 - Balance Perfecto de cargas permanentes en el tablero: El método del péndulo, sin producir momentos flexionantes en el anclaje del tirante.

$$T_i \sin \alpha_i = 1/2 (P_i + P_{i+1})$$

y del equilibrio de Fuerzas horizontales tenemos

$$N_i \cos \beta_i = N_{i+1} \cos \beta_{i+1} + T_i \cos \alpha_i$$

Resultando :

$$T_i = (1/2 \sin \alpha_i) (P_i + P_{i+1})$$

$$N_i = (1/ \cos \beta_i) ((N_{i+1} \cos \beta_{i+1} + [P_i + P_{i+1} / 2 \operatorname{tg} \alpha_i]))$$

Para evitar tener momentos flexionantes en el pilón, las componentes horizontales de tensión de los tirantes se deben equilibrar en ambos lados del pilón.

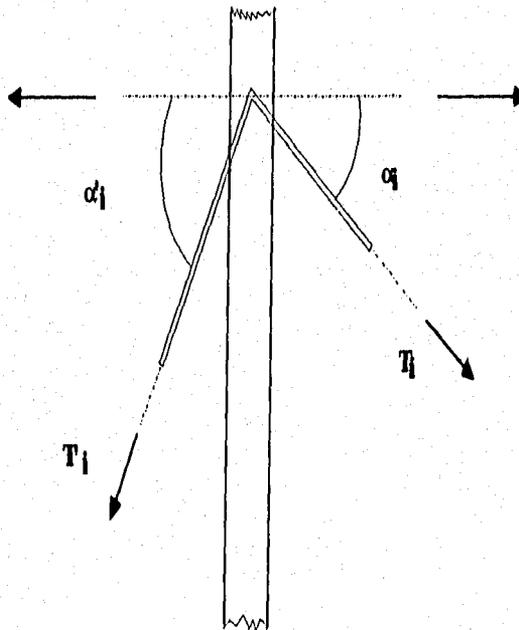


Fig. 4.2.- Balance perfecto de las fuerzas horizontales en el pilón, para cargas permanentes.

4.2.c.- LA IMPORTANCIA DE CENTRAR LAS FUERZAS.

Es importante que los puentes atirantados no tengan fuerzas excéntricas en sus componentes y de esta manera evitar los momentos flexionantes. Un estado final sin momentos flexionantes presenta las ventajas siguientes:

- Las cargas permanentes provocan únicamente fuerzas normales en el tablero, de esta manera la sección transversal del tablero se puede diseñar únicamente para cargas variables, facilitando el diseño, lo que finalmente conduce a estructuras extremadamente eficientes.

- No existen efectos de segundo orden en el puente bajo carga permanente, por lo que la geometría final está sujeta principalmente (o muy estrechamente) a la fabricación y los momentos flexionantes en caso de existir son muy pequeños.

Una vez que se determinan las tensiones en los tirantes las cuales no deben producir fuerzas excéntricas (sus componentes) en el pilón ni en el tablero (o muy pequeñas) bajo cargas permanentes, es relativamente fácil evaluar el correspondiente módulo de elasticidad aparente para cada uno de los tirantes, y como casi no hay momento flexionante en el puente, las deflexiones son extremadamente pequeñas, y dan como resultado que los efectos de segundo orden sean extremadamente limitados.

De igual forma para los tableros que tengan su geometría con curva vertical, no producen fuerzas de segundo orden: Las tensiones de tirante son ajustadas de tal manera que las fuerzas normales sigan la línea del tablero.

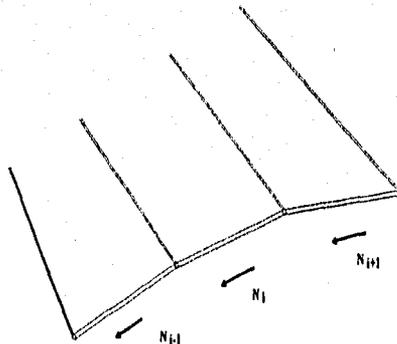


Fig. 4.3.- Para un buen balance de cargas permanentes, las fuerzas deben fluir siguiendo exactamente el tablero del puente.

" Las fuerzas centradas permiten formas más sencillas para el tablero ".

Para la realización del control geométrico se tienen que reducir las incertidumbres en la geometría, y para reducir las incertidumbres se tienen que eliminar las deformaciones por flujo plástico en los puentes de concreto, y de este modo se tiene que llegar a diseños con las fuerzas centradas bajo cargas permanentes.

4.3.- ANÁLISIS REGRESIVO

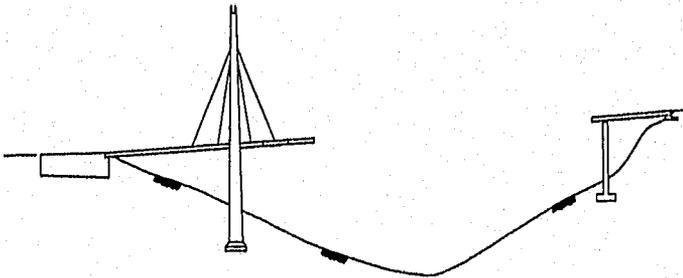
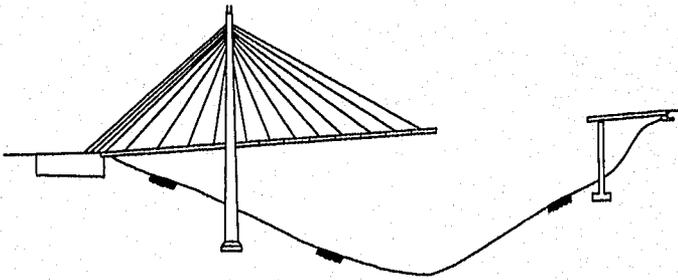
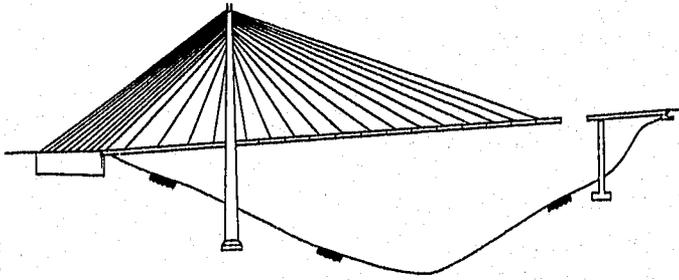
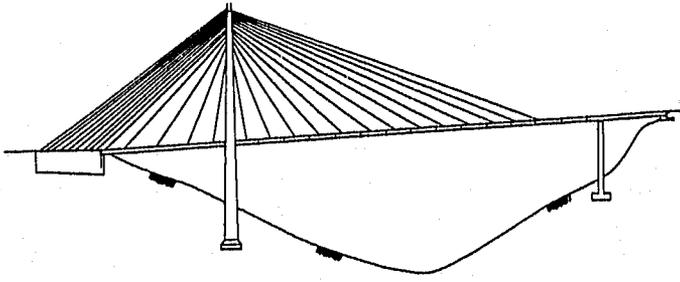
El análisis regresivo consiste en, una vez que se ha seleccionado el estado final del puente (puente en servicio) se puede ir desarrollando el análisis de las fases de construcción.

Tradicionalmente, las fases de la construcción son calculadas hacia atrás desde el final (en forma regresiva), como si el puente se fuera desmantelado en la misma forma como fue diseñado para construirse, pero hacia atrás.

Tal análisis regresivo proporciona las tensiones a los diferentes tirantes, al tiempo de su instalación.

En un tirante "n", la tensión inicial es consecuencia de una tensión final seleccionada cuando se define el estado final del puente como ya se explicó antes, y desde ahí va sufriendo todas las variaciones de tensión como resultado de las diferentes fases de desmontaje, hasta llegar justo al tiempo en que se tensa el tirante "n".

Sin embargo el análisis regresivo por sí mismo no es completamente satisfactorio, debido a que no considera las fluctuaciones de los pesos sobre la estructura, no puede considerar los efectos del flujo plástico en los pilones y tableros de concreto presforzado, y además no considera otros efectos dependientes del tiempo como la contracción, la relajación del acero y las pérdidas de presfuerzo (en puentes con tablero de concreto).



Análisis Regresivo.

4.3.a.-PRE-DEFORMACIONES

Para realizar un análisis científico estructural es necesario utilizar el análisis regresivo ya que con él se obtienen las tensiones de los tirantes las cuales varían durante la construcción con el procedimiento y las fases constructivas, ya que las tensiones de los tirantes no son variables intrínsecas.

Sin embargo se pueden tomar como variables intrínsecas, es decir variables que no cambian con las fases de la construcción, la longitud neutra de cada tirante, la cual es su longitud cuando no está tensado, también es llamada su pre-deformación, que es la deformación dada al tirante para anclarlo tanto en el pilón como en el tablero es decir, para la fabricación de la geometría del puente sin alguna carga (especialmente sin su peso propio) o deformación.

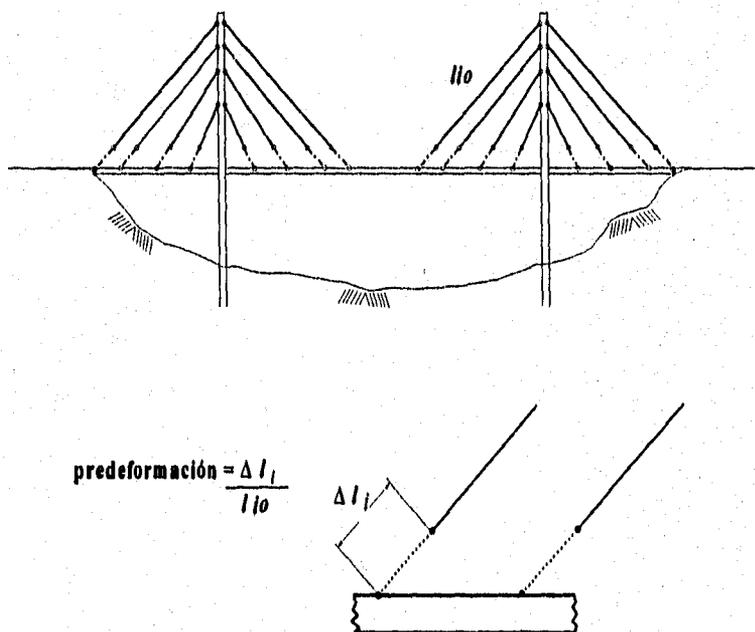


Fig. 4.4.-Definición estructural de la longitud neutra de cada tirante (l_0), para la fabricación geométrica de un puente (suponiendo el pilón vertical y el tablero recto por simplificación), donde la pre-deformación está dada claramente desde el intervalo entre el extremo del cable y el tablero.

Para poder balancear las cargas permanentes considerando su geometría final requerida; es posible en un primer paso, construir el modelo del puente con su geometría final en los tirantes, y posteriormente introducir las cargas permanentes, las cuales le producirán deflexiones.

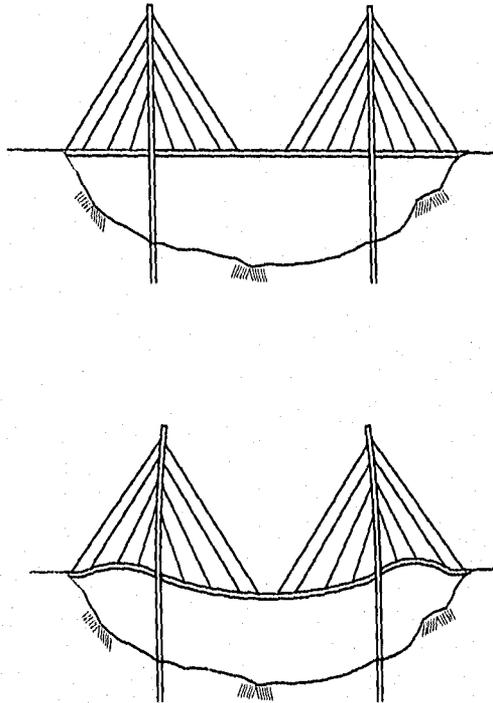


Fig.4.5.- Si el puente se supone construido sin carga en su geometría final (dibujo superior) al introducirle las cargas permanentes en toda la estructura, se producirán deflexiones; Por lo tanto las pre-deformaciones son las deformaciones correspondientes a los acortamientos de los tirantes para restaurar la geometría deseada.

Para regresar el puente a su geometría final requerida, se tiene que acortar (jalar) los tirantes la cantidad necesaria. Los pilones se tienen que restaurar verticalmente a través del acortamiento de los tirantes posteriores, elevando el tablero por medio de los tirantes.

Las pre - deformaciones son entonces las deformaciones correspondientes a estos acortamientos de los tirantes (solamente imaginarios).

1.- ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE ACERO.

En un puente atirantado prefabricado de acero, el pilón y el tablero están prefabricados en segmentos de acero con la geometría deseada, esta geometría tiene que ser revisada por medio de un simulacro de montaje.

Para analizar las fuerzas de tensión de los tirantes en una fase dada podemos imaginar que la estructura está parcialmente construida. Los diferentes segmentos del pilón y del tablero se instalan de acuerdo a la fabricación geométrica, pero se suponen sin ninguna carga para un mejor entendimiento, y especialmente sin su peso propio.

De esta manera la pre-deformación del tirante es la deformación dada al tirante anclado en ambos lados sobre el puente, sujeto a su fabricación geométrica. Podemos entonces activar las cargas incluyendo el peso propio y liberar las deformaciones del puente; Las fuerzas y desplazamientos resultantes corresponden a la fase de construcción seleccionada.

Esta aproximación permite separar en el análisis alguna fase dada por medio de la selección de variables intrínsecas para los tirantes, (longitudes o pre-deformaciones de los tirantes).

En otros casos donde no se puede tomar la predeformación de los tirantes, se puede imaginar una "barra mágica" la cual podemos utilizar para liberar la gravedad (eliminar el peso de la estructura) cuando sea útil para comprender el efecto, y activarla nuevamente (incluir el peso de la estructura) cuando sea necesario, para evaluar las fuerzas.

Una gran ventaja de esta aproximación es que proporciona una fácil evaluación de la influencia de las incertidumbres geométricas. Si la fabricación de la geometría es diferente a la esperada, la modificación de las fuerzas comenzará exactamente en alguna fase de la construcción dada, para modificar la geometría.

2.- ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE CONCRETO.

Se puede utilizar el mismo método pero incluyendo los efectos dependientes del tiempo tales como flujo plástico, contracción, relajación del acero y las pérdidas de presfuerzo, ya que estos modifican la geometría de fabricación; se debe realizar un cálculo de los esfuerzos incluyendo la deformación por flujo plástico, evaluando las fuerzas fase por fase de acuerdo a la evolución precisa de la construcción.

Una evaluación fase a fase de la fuerza, tiene que contemplar el cálculo de los esfuerzos y las deformaciones inducidas de acuerdo al momento exacto de la construcción, se debe comprender que las deformaciones por flujo plástico o por contracción provocan una alteración en el cálculo de la geometría de prefabricación, de manera similar que las pérdidas de presfuerzo alteran las fuerzas de presfuerzo.

3.- ESTRUCTURAS DE CONCRETO COLADAS EN SITIO.

De la misma manera pueden calcularse las estructuras de concreto coladas en sitio siguiendo paso a paso la evolución de la construcción, la definición geométrica de cada nuevo segmento debe ser estrictamente definida.

Es recomendable dirigir la posición del nuevo segmento en relación a la referencia del segmento anterior

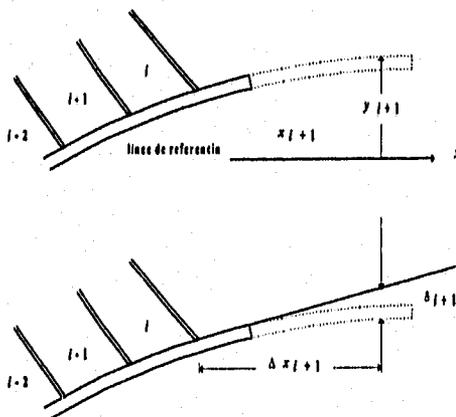


Fig. 4.6.-Definición del nuevo segmento por su posición en ejes absolutos (dibujo superior); o en su geometría relativa por la referencia del segmento anterior (dibujo inferior), a través de una referencia teórica a la tangente en el extremo del voladizo.

- La Ordenada del nuevo segmento extremo se puede determinar por medio de la referencia dada por las abcisas absolutas.

- O más generalmente por la referencia de la tangente en el extremo del último segmento. En esta forma de definición de la geometría de un voladizo en alguna fase dada de su construcción está mucho más influida por factores externos, tales como las acciones térmicas.

De esa manera podemos caracterizar cada nuevo segmento por su geometría relativa, por la referencia de un segmento anterior.

Entonces es fácil reconstituir la geometría de fabricación, es decir la geometría del tablero sin los tirantes tensados ni con el peso propio; y desde aquí analizar la estructura exactamente como si fuera prefabricada.

4.3.b.- AJUSTE FINAL DE LAS TENSIONES DE LOS TIRANTES.

Las tensiones finales de los tirantes son seleccionadas considerando la suma de todas las cargas permanentes, peso propio y equipos (pavimentos, guarniciones y barrera central en su caso, etc.); Sin embargo se debe tomar en cuenta que los equipos (o gran parte de los equipos) son colocados solamente después de la terminación del puente.

Por lo tanto si el puente se construye directamente con la longitud final de los tirantes, sus tensiones no podrán ser equilibradas sin producir momentos flexionantes durante la erección del peso propio de la estructura (ya que sólo existe éste en ese momento).

Esta falta de equilibrio será aún mayor para un puente de acero que para uno de concreto. Para un puente mixto, el resultado es intermedio; pero si algunos segmentos de la losa de concreto se construyen en el segmento anterior, detrás de la estructura de acero, se vuelve imposible acortar (tensar) los tirantes a su longitud final, ya que la carga sobre la estructura de acero puede llegar a ser 4 o 5 veces más pesada que la sola estructura de acero la cual es extremadamente ligera.

En tal caso, es necesario aplicarle a los tirantes una tensión inicial misma que será ajustada posteriormente de acuerdo con los incrementos de las cargas; La longitud del tirante será cambiada (acortada) por el ajuste de tensión, y este cambio en la longitud del tirante se da físicamente por el deslizamiento del gato de tensado.

Es posible construir puentes atirantados dando directamente la longitud final de los cables por medio del método del voladizo balanceado, en este caso el voladizo tendrá una contraflecha, con sus momentos correspondientes.

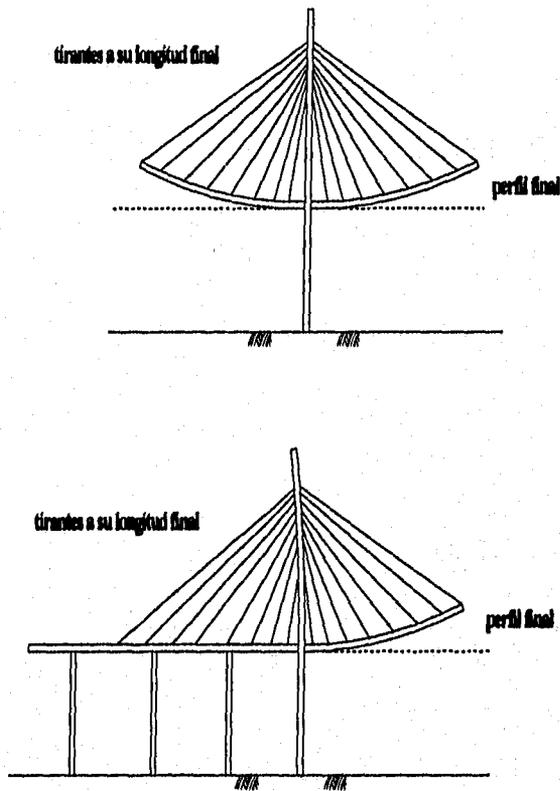


Fig. 4.7.- Construcción de puentes atirantados con la longitud final de los tirantes:

En el caso de voladizos atirantados simétricos (dibujo superior) el tablero se comba, pero la combadura generalmente puede ser tomada por su flexibilidad; En el caso de puentes con apoyos intermedios en los claros laterales (dibujo inferior), el pilón también se comba, por la tensión excesiva de los tirantes posteriores, desequilibrados por las cargas límite en el claro principal.

En este caso será necesario realizar algunas operaciones durante el cierre, para producir la continuidad angular necesaria, y tal procedimiento producirá más efectos de flujo plástico que los producidos con las tensiones del tirante adaptadas a las cargas de construcción y ajustadas posteriormente.

Sin embargo esta solución no puede adoptarse cuando existen apoyos intermedios en los claros laterales, ya que el pilón estará flexionado hacia atrás debido a la ausencia de carga en el claro principal. Los tirantes traseros no se alargarán lo suficiente para la transmisión de las cargas a través del pilón.

Es recomendable construir toda la superestructura del puente con las longitudes de los tirantes (pre-deformados) adaptadas a las cargas de construcción es decir al peso propio, al peso del equipo de izaje, dispositivo de montaje o grúa móvil. Posteriormente las longitudes de los tirantes tienen que ser ajustadas después de terminar el puente, cuando se instalan los equipos finales (pavimento, parapetos, guarniciones, barrera central en su caso, etc.).

El análisis regresivo por sí mismo no es válido, debido a que entre fase y fase constructiva se presenta una gran cantidad de incertidumbres que este análisis no es capaz de tomar en cuenta, por ejemplo este análisis considera la tensión final como punto de partida, pero en ese momento no existen las cargas en su totalidad por lo que se empieza a arrastrar una cantidad de esfuerzo parásitos, sin embargo es posible realizar un análisis científico estructural que se base en el análisis regresivo pero que pueda considerar el flujo plástico, la contracción, los efectos térmicos, la predeformación de los tirantes como una variable intrínseca, y la tensión de los mismos en dos etapas.

4.4.- INCERTIDUMBRES GENERALES EN LOS PUENTES ATIRANTADOS.

4.4.1.- CARGAS

Las incertidumbres más evidentes son las que conciernen a las cargas, peso propio y equipos de construcción.

El peso propio real puede ser diferente de los valores estimados en el proyecto, esta diferencia puede provenir de la densidad del concreto, de las variaciones debidas a la naturaleza de la grava o por la proporción del refuerzo. También pueden deberse a las tolerancias en el espesor de las paredes del concreto (espesor de la losa) o de las placas de acero; y finalmente al peso de la pintura en estructuras de acero.

Por otra parte es siempre difícil de evaluar con precisión otras cargas durante la construcción como son el peso real de cada equipo de erección, como los dispositivos móviles, grúas, pasarelas, etc., dispositivos de montaje, los cuales a veces son seriamente subestimados.

Finalmente, los diseñadores y constructores deben tener presente que el tablero de un puente frecuentemente es utilizado durante su construcción para abastecer los tirantes, anclajes y cables produciendo altas variaciones de carga.

Todas estas cargas si no son seriamente controladas introducen grandes incertidumbres en las deflexiones y constituyen una limitante para la realización de un eficiente control geométrico.

4.4.2.- TENSIONES DE LOS TIRANTES.

Las tensiones de los tirantes se diseñan para balancear las cargas permanentes, en cualquier fase constructiva (estas entonces balancean el peso propio de la estructura y el peso del equipo final, como pavimento, guarnición, y barrera central en su caso) durante la construcción o al final cuando se ha realizado un ajuste de tensiones en los tirantes después de la terminación del puente y la instalación de equipos finales.

Algunas incertidumbres se introducen debido a la tensión de los tirantes.

La tensión de los tirantes está estrechamente relacionada a las cargas y a su variabilidad, por lo que no puede ser evaluada independientemente de las cargas.

Existe una variabilidad real en el principio del análisis detallado anteriormente (la geometría de fabricación del tablero y las longitudes de cable o pre-deformaciones) que conducen a algunas incertidumbres sobre las longitudes de los tirantes o sobre sus pre-deformaciones, pero las tensiones finales resultan directamente de las mismas cargas, igualmente desconocidas.

Para ayudar a su comprensión, es posible utilizar la línea virtual (barra mágica) para liberar gravedad, y sujetar el tablero con las longitudes de los tirantes; o liberar el tablero y los pilones después de anclarlos a los tirantes con sus pre - deformaciones evaluadas desde la geometría de fabricación.

La estructura tomará un equilibrio sin carga, con momentos flexionantes en el tablero y en el pilón, y con tensiones en los tirantes, que corresponden a los efectos de las pre-deformación de los tirantes (o de las longitudes de los tirantes); a las cargas (incluyendo peso propio) para llegar en suma a este estado de descarga y las variaciones de tensión provocadas por las cargas son directamente dependientes de éstas. Por esta razón, las incertidumbres en la tensión de los tirantes pueden ser divididas en dos partes:

- Las incertidumbres en las longitudes de los tirantes o pre-deformaciones, que correspondan al estado de descarga descrita anteriormente, influyendo en el puente atirantado y que tienen que analizarse separadamente.
- y las incertidumbres en las cargas, que influyen directamente en las tensiones de los tirantes; en este caso las tensiones de los tirantes son dependiente de las cargas, son un resultado de las cargas.

Podemos concluir que la principal incertidumbre correspondiente a los tirantes viene de sus longitudes. Si los tirantes están físicamente controlados por sus tensiones cuando se instalan, y no por sus longitudes, tenemos que ser conscientes de que la tensión es solamente un parámetro intermedio que conduce finalmente a la longitud del tirante (o pre-deformación); el análisis de variabilidad tiene que pasar de la precisión de la tensión del gato a la incertidumbre en la longitud del tirante.

4.4.3.-EFECTOS TÉRMICOS.

Los efectos térmicos son muy importantes en todos los puentes, especialmente para el control geométrico de los puentes construidos por el método del voladizo: cuando el sol calienta el tablero el gradiente térmico produce una deformación descendiente en los voladizos.

Los efectos extremos se producen a media tarde. Esta es la razón por lo que toda medición geométrica debe ser realizada entre las 6 y las 7 de la mañana (antes de que aparezcan las primeras luces del día).

Muchos efectos térmicos producen deformaciones durante la construcción.

- Una variación uniforme de la temperatura produce desplazamientos limitados en la estructura, con pequeñas deformaciones y momentos flexionantes, excepto si el punto del voladizo no está anclado al pilón, o si el modelo estructural no es el correcto.

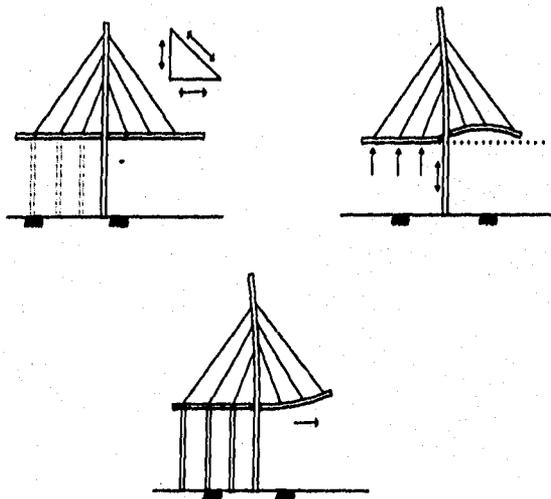


Fig. 4.8.- Una variación uniforme de temperatura produce deformaciones y fuerzas limitadas en los voladizos simétricos atriantados (dibujo superior); al igual con apoyos intermedios en los claros laterales si no hay fricción sobre los apoyos (libremente apoyados) todas las dimensiones aumentan proporcionalmente.

La situación es diferente con malos modelos (sin dilatación en los apoyos intermedios, se produce una distorsión parásita con un alargamiento del pilón hacia arriba), o cuando los apoyos intermedios están empotrados, el tablero se mueve hacia el claro principal cuando aumenta la temperatura.

- Debido a la diferente inercia térmica de los elementos de un puente atirantado, los miembros de acero se calientan más rápidamente que los de concreto, provocando diferencias de temperaturas entre los dos miembros las cuales producirán fuerzas y deflexiones.

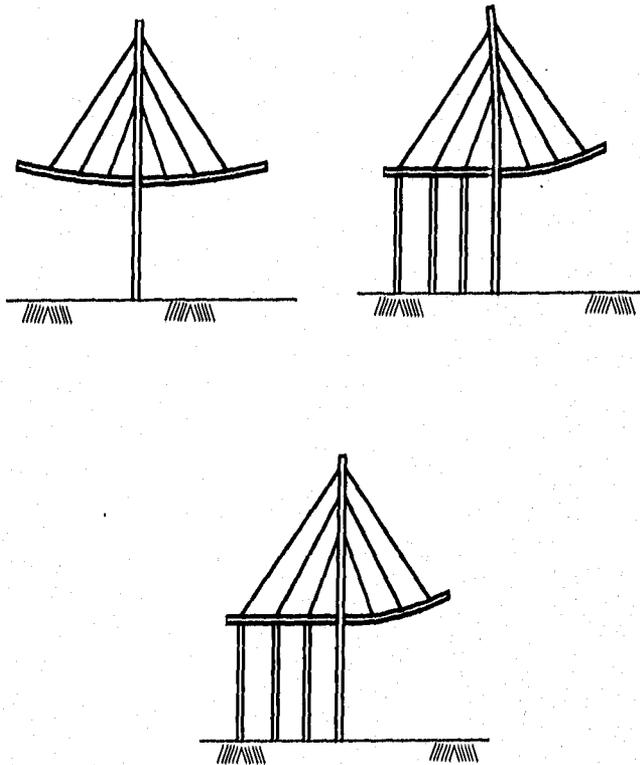


Fig. 4.9 .- Deflexiones provocadas únicamente por un incremento en la temperatura del tablero: con voladizos simétricos balanceados (dibujo superior); y con apoyos en el claro lateral (dibujo superior derecha), el punto de empotramiento para el tablero está en el pilón.

En el dibujo inferior, únicamente una parte del tablero soporta una variación de temperatura.

- Los tirantes pueden alcanzar temperaturas mucho más altas, especialmente si están cubiertos con poliestireno negro.

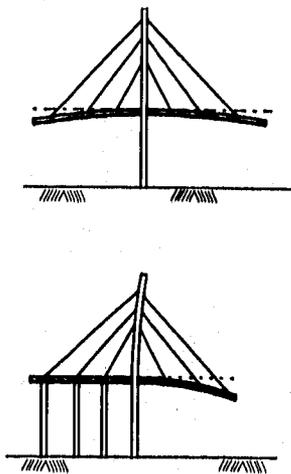


Fig. 4.10.- Deflexiones producidas por un aumento de temperatura en los tirantes:

En voladizos atriantados simétricos (dibujo superior) o con apoyos intermedios en los claros laterales (dibujo inferior) del cual el tablero no se puede deflectar (el tablero se supone empotrado, longitudinalmente, en el pilón).

- El gradiente térmico en el tablero y el pilón, tiene efectos diferentes

La influencia de los efectos térmicos es tal en los puentes atriantados que la posición de la estructura no puede ser seriamente corregida.

- Un incremento de la temperatura en los cables (el cual es generalmente rápido debido a la pequeña inercia térmica de los cables) baja el tablero.
- Al contrario, un incremento de la temperatura en el tablero y pilones (el cual se produce en la tarde del día, debido a su gran inercia térmica) levanta el tablero.

Por lo tanto el control geométrico no puede ser conducido por la geometría absoluta de los voladizos, aún si las mediciones se realizan entre las 6 y 7 de la mañana con todos los ajustes posibles de mediciones de temperatura.

Por lo que cada nuevo segmento tiene que ser caracterizado geoméricamente por la referencia del segmento anterior, en la geometría relativa.

4.4.4.- EFECTOS DEL FLUJO PLÁSTICO EN PUENTES DE CONCRETO.

Las incertidumbres en la geometría de fabricación serán mayores mientras mayores sean los efectos de flujo plástico, debido a que las deformaciones por flujo plástico no pueden controlarse con precisión. Entonces es necesario que el diseño reduzca las deformaciones por flujo plástico desde una buena selección de las tensiones en los cables, de los equipos y fases de construcción.

Si el estado final bajo cargas permanentes ha sido convenientemente diseñado, con las tensiones seleccionadas para no producir fuerzas flexionantes, solamente se tiene que evitar durante la construcción situaciones con grandes momentos flexionantes.

4.4.5.- EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

Con anterioridad en esta tesis se explicó que la distribución final de las cargas permanentes de un puente atirantado puede ser evaluada por cálculos de primer orden (lineales), de acuerdo con la geometría deseada y a la distribución de fuerzas.

Sin embargo este no es el caso de todas las fases de construcción.

Debido a que por ejemplo en el último segmento construido del voladizo se colocan grandes cargas tales como las debidas a la estructura de montaje y a la provocada por el nuevo segmento izado, estas cargas producen grandes momentos flexionantes negativos al volado, teniendo influencia en una distancia hacia atrás de 4 o 5 segmentos.

Los últimos tirantes sufren altos esfuerzos de tensión mientras que los cables posteriores soportan menores tensiones debido a las fuerzas flexionantes y al movimiento ascendente del puente.

- El módulo de elasticidad aparente de los cables puede cambiar completamente en tales fases constructivas y alterar la distribución real de las fuerzas. Por lo que en verdad es necesario, considerar la variación real del módulo de elasticidad del cable, con el análisis de grandes desplazamientos.

Si no se tomaran en cuenta las variaciones presentadas en el módulo de elasticidad durante las fases constructivas, se podría utilizar un análisis sencillo de primer orden sin producir daños aparentes en la geometría final, al final de la construcción, el tablero tomaría su posición, los cables sus tensiones, y los módulos de elasticidad su valor pronosticado, pero el control geométrico durante la erección estaría realizado sobre bases incorrectas, con posibles errores en las decisiones tomadas durante las mediciones.

Es decir, se puede forzar la estructura para llegar a la geometría requerida pero si no se consideran todas las incertidumbres que la afectan, al final de la construcción se tendrán grandes esfuerzos inducidos en los elementos del puente, que finalmente reducirán la vida útil del puente atirantado.

El problema se puede minimizar especialmente cuando se toman todas las precauciones para reducir los momentos flexionantes en el frente del voladizo (plataforma móvil, pórtico de montaje, etc.); y los segmentos son cortos, en este caso es posible utilizar un análisis de primer orden.

5.- PROBLEMAS ESPECIFICOS DE LOS TABLEROS ESBELTOS

Debido a que la tendencia moderna es diseñar tableros esbeltos para los puentes atirantados se presenta en seguida un breve comentario de los problemas que se podrían tener en este tipo de tableros.

5.1. FLEXIBILIDAD DEL SEGMENTO.

Los tableros esbeltos presentan mayor flexibilidad en sus segmentos que los tableros clásicos, por lo que al caracterizar cada nuevo segmento por su geometría relativa con referencia del segmento anterior, no es posible realizar exactamente el mismo control para ambos tableros.

Los tableros típicos de sección cajón son peraltados y rígidos, y la erección se puede conducir fácilmente desde su geometría relativa, como lo han mostrado a través de la historia de la construcción por voladizo. Ocurre lo contrario para los tableros flexibles los cuales presentan muchos factores de incertidumbre.

5.2.- DEFORMACIONES LOCALES

El primer problema concerniente a los tableros muy flexibles es el de ubicar claramente cuál es la referencia geométrica del último segmento definiendo generalmente el segmento anterior construido. Debido a la distancia entre anclajes de los cables, los cuales actúan como apoyos, y a la gran flexibilidad del tablero, es necesario tomar en cuenta las deflexiones longitudinales.

La línea de referencia debe tener una definición clara, por ejemplo la línea entre dos puntos de anclaje.

No es recomendable dar una definición local sobre una distancia corta por ejemplo de un segmento.

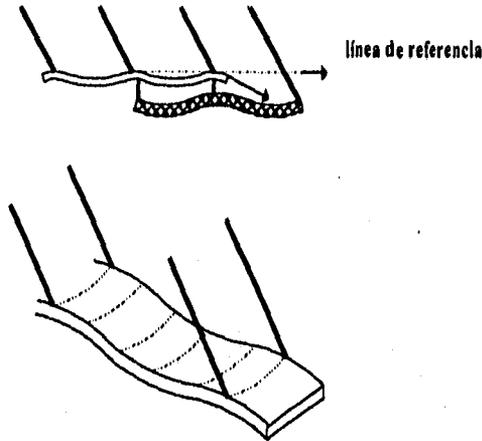


Fig. 4.11.- Deflexiones locales y deformaciones en un tablero flexible durante la erección. Estas pueden alterar seriamente la definición de la línea de referencia utilizada como base de la geometría relativa del nuevo segmento.

Las deflexiones transversales también pueden ser importantes por ejemplo en el caso de losas de concreto ligero.

Se debe realizar antes de la construcción un análisis local de las deflexiones en las fases de construcción (por lo menos en los últimos dos o tres segmentos con sus cables), para evidenciar la posible desviación en el control de la geometría, sobre todo cuando durante el control no es posible explicar las deflexiones medidas.

Un análisis local también puede evidenciar otros problemas además de la simple definición de la línea de referencia. Cuando una carga está aplicada en el extremo del voladizo, (ya sea por la tensión de los tirantes, o por el peso del dispositivo de montaje) las deflexiones son mayores de las obtenidas por un análisis estructural tradicional: las fuerzas están distribuidas completamente en la sección transversal a una cierta distancia únicamente del punto de aplicación, esta distancia es muchas veces de la misma magnitud como la longitud del segmento.

Cuando se está cargando el pórtico de montaje o se está realizando el tensado, se desarrollan algunas fuerzas de fricción, al igual que al realizar algunas adecuaciones al pórtico se alteran nuevamente las deformaciones.

Si estas fricciones y adecuaciones no pueden predecirse, o los valores esperados varían fuera de los límites respecto a los valores de diseño, es necesario realizar un análisis con el método de elemento finito (por ejemplo) para evaluar la distribución real de las fuerzas sobre los elementos del puente.

Las etapas de construcción deben ser analizadas con programas sencillos en micromputadoras, colocadas preferentemente en la obra.

Esta es otra razón más, para que en la definición de las tensiones de los tirantes no existan momentos flexionantes en el tablero, ya que cuando no existan o casi no haya momentos flexionantes, las deflexiones son pequeñas y las incertidumbres correspondientes también serán pequeñas.

Las mediciones de la geometría deben ser organizadas, en el ciclo de construcción del segmento, en una etapa cuando las cargas del voladizo estén perfectamente balanceadas por la tensión de los tirantes, sin momento flexionante, para reducir las incertidumbres.

El mejor momento es al término del ciclo, cuando los tirantes que soportan el último segmento definido están tensados, balanceando las cargas, antes del avance del dispositivo móvil de montaje hacia adelante.

5.3. EFECTOS TÉRMICOS EN EL CONCRETO ENDURECIDO.

Las diferentes temperaturas entre la fibra inferior y superior en un segmento de concreto provocan deflexiones, ya que la fibra superior alcanza con mayor rapidez la temperatura externa mientras que la fibra inferior permanece aún caliente, después al producirse el enfriamiento de este segmento de concreto se produce una combadura hacia abajo.

Este efecto del concreto endurecido no puede presentar deflexiones importantes en un tablero rígido. Los efectos térmicos del concreto endurecido son importantes únicamente en tableros flexibles.

5.4.- EFECTOS DE LA SOLDADURA EN LAS JUNTAS

La construcción de tableros de acero tiene otros inconvenientes:

Cuando un nuevo segmento es soldado con otro anterior se desarrolla contracción en la soldadura la cual que pueden provocar deflexiones.

Lo más importante en este caso es que la geometría de fabricación sea controlada con precisión en el patio de fabricación realizando una simulación de construcción (presentación de piezas), con dos segmentos consecutivos a la vez.

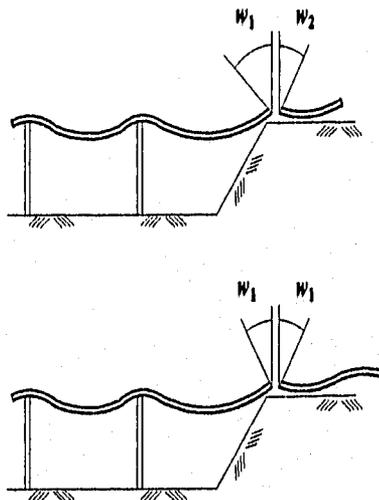


Fig. 4.12.- Restauración de la geometría de fabricación para una estructura de acero instalada por el método de lanzados sucesivos:

Durante la conexión de segmentos sucesivos se pueden provocar diferentes rotaciones en las juntas extremas debidas a cualquier acortamiento en sitio, o a cualquier ajuste en las piezas (adicionar elementos o cualquier otro medio) lo cual puede producir una distorsión de la geometría de fabricación y fuerzas parásitas (dibujo superior);

La instalación de los segmentos debe producir (por cualquier medio) una geometría perfecta continua en las juntas extremas y especialmente con la misma rotación (dibujo inferior).

En la erección durante la colocación y ejecución de un nuevo segmento, se debe medir el espacio de soldadura en la junta para soldarse.

Por ejemplo durante el proceso de cierre del puente Barranca el Zapote se realizaron las maniobras de soldadura durante tres noches con la finalidad de provocar las mismas condiciones para soldar en este caso de temperatura.

El control de una perfecta correspondencia demuestra una perfecta reconstitución de la fabricación de la geometría en el sitio antes de soldar. Deben evitarse los esfuerzos parásitos ya que estos producen una angulación hacia abajo en las juntas provocando deflexiones al tablero.

5.5. INFLUENCIA DEL FLUJO PLÁSTICO EN LOS TABLEROS ESBELTOS.

Debido a la gran flexibilidad de los tableros esbeltos, es muy importante reducir los efectos de flujo plástico para limitar las incertidumbres geométricas con la ventaja de reducir también efectos estructurales.

Es entonces mucho más importante seleccionar las tensiones de los cables para que no produzcan momentos flexionantes durante la construcción, con un ajuste posterior a la instalación de equipos en el Puente (carpeta asfáltica, guarnición, parapeto, barrera central etc) para precisamente balancear sus cargas adicionales, y para reducir los efectos del voladizo en el extremo del tablero diseñando plataformas móviles de tensado.

Debido a la diversidad de parámetros que gobiernan la evolución de la geometría de un puente atrantado y de la gran sensibilidad para variaciones ligeras en esos parámetros, se convierte en una necesidad realizar un continuo control geométrico a través del periodo de construcción de la superestructura, para obtener no solamente una buena geometría final, sino controlar indirectamente por medio de la geometría los esfuerzos internos de la estructura durante cualquier etapa de la construcción y consecuentemente poder evaluar los esfuerzos en la estructura en servicio en cualquier momento, mediante un control topográfico y una verificación de las fuerzas en los tirantes.

Capítulo V

METODOLOGÍA DEL CONTROL GEOMÉTRICO

V.- METODOLOGÍA DEL CONTROL GEOMÉTRICO

INTRODUCCIÓN

El comportamiento de los esfuerzos de una estructura flexible como es un puente atirantado puede seguirse, entre otros procedimientos, a través del paralelismo que existe entre esfuerzos y deformaciones. La importancia de controlar durante el proceso constructivo las deformaciones que va tomando el voladizo se debe en primer lugar a la necesidad de conseguir la configuración de la rasante deseada, y en segundo lugar como una comprobación de que el estado de esfuerzos que se tiene en realidad coincide con el cálculo. De lo anterior se desprenden dos conclusiones :

- 1.- La necesidad de conocer con precisión las flechas teóricas correspondientes al estado ideal.*
- 2.- La de conservar esa precisión en la medición de las flechas que se producen durante la construcción, control que se lleva a cabo para asegurar que se ajustan a las teóricas.*

Para mantener el paralelismo esfuerzos - deformaciones como fuente de decisiones a pie de obra es necesario tener un conocimiento muy preciso de las características de los materiales y un control igualmente preciso de las dimensiones de la obra, sin lo cual no se puede establecer la correlación entre el comportamiento teórico y el real. Para lo cual se requieren una serie de medidas, que aseguren, con probabilidad aceptable, que el comportamiento estructural del puente esté dentro de las tolerancias admisibles para el modelo.

5.1.- DATOS PREVIOS A LA OBTENCIÓN DE LAS FLECHAS TEÓRICAS.

Dos son las características de los materiales que se necesitan conocer con precisión en el cálculo del proceso constructivo :

- a).- La densidad del concreto puesto en obra, que va a incidir en las cargas reales a que se somete la estructura.
- b).- El módulo de elasticidad de los materiales (acero y concreto) que va a proporcionar la respuesta elástica de la estructura frente a aquéllas.

5.2.- CONTROL DE PESO DEL DISPOSITIVO DE MONTAJE

Antes de comenzar la ejecución de la superestructura es necesario hacer una comprobación del peso del dispositivo de montaje. La precisión que se pueda conseguir en esta medida es muy importante, pues de no ser suficientemente ajustada, las deformaciones producidas por el avance del dispositivo de montaje se alejarán de las proporcionadas por el modelo de cálculo, con el consiguiente desvío de la rasante real respecto a la proyectada, que afectará, no solo a la desviación media, sino a la continuidad de aquélla.

En el puente Barranca el Zapote se utilizó un pórtico de acero para el montaje y ensamble de las piezas de las dovelas de acero, realizando un estricto control de su peso.

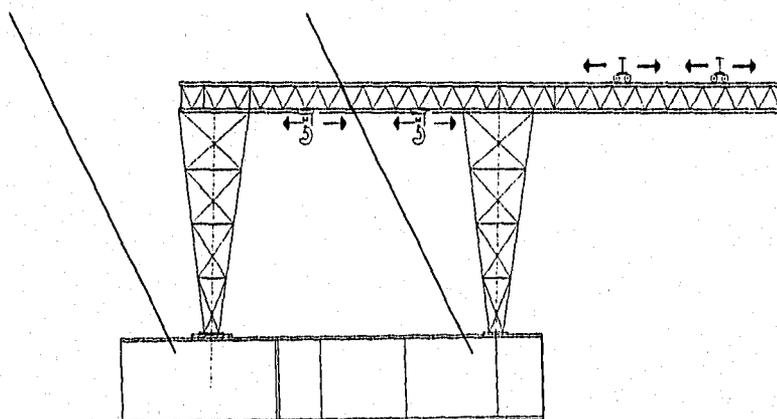


Figura 5.1.- Pórtico de montaje del puente atirantado Barranca el Zapote.

Durante la ejecución de la superestructura se deberá evitar que el tablero sea utilizado para acopio de materiales y estacionamiento de maquinaria, con objeto de que se encuentre libre a primera hora de la mañana para efectuar las mediciones, en caso de contemplar en el modelo de cálculo cierta carga por equipo y maquinaria se debe cuidar que éste permanezca en el lugar indicado por el proyectista durante las mediciones topográficas de primera hora, con el propósito de no alterar los resultados.

Los procedimientos para llevar a cabo esta comprobación deberán ser todos los que sean posibles a pie de obra, y en cualquier caso no deben faltar :

- 1) Medición sobre el plano de todos los elementos que configuran la estructura, así como los moldes, andamiajes y cualquier elemento pesante que gravite sobre él.
- 2) Mediciones empíricas de las reacciones producidas por el dispositivo de montaje, mediante gatos. *Los gatos deberán estar recién calibrados para llevar a cabo esta operación*, y se efectuará el despegue al menos tres veces, en cualquier caso, se puede disponer a pie de obra de otros medios auxiliares diferentes para lograr un método más idóneo de medición.

5.3.- CONTROL DE PESO DEL CONCRETO

El peso del concreto realmente vertido en el molde de la dovela deberá ser controlado durante la construcción de todo el puente.

También aquí los procedimientos para llevarlo a cabo pueden abarcar varios métodos, siempre que sea posible :

- 1) Los camiones que transporten el concreto al frente de colado deberán ser obligados a efectuar dos pesajes en báscula:
 - El primero inmediatamente antes de depositar su carga sobre el medio auxiliar de transporte.
 - El segundo justo después, incluso antes de cualquier otra operación como lavado de las tolvas de camión.
- 2) Será preciso llevar un control estricto de los espesores de la losa, los lugares en que se llevará a cabo tal maniobra serán elegidos aleatoriamente a lo largo y ancho de la losa, y de las trabes (en puentes de concreto).

Este procedimiento de control se debe complementar con los resultados de densidades de concreto proporcionados por los ensayos sobre probetas recogidas " in situ " , y los pesos del acero pasivo y activo que se incluyen en el tablero por dovela.

5.4.- NIVELACIÓN DEL TABLERO

La comprobación sistemática de las deformaciones del tablero debe hacerse siempre con las primeras luces del día, y su comparación con los datos teóricos reviste una especial importancia, ya que refleja, una vez corregidas las eventuales inexactitudes encontradas en los dos puntos anteriores, *el comportamiento de la estructura frente a tres fenómenos fundamentales.*

- a) Los movimientos instantáneos debidos a los estados de esfuerzos de los materiales para las distintas fases del proceso. Las deformaciones inducidas por aquellos estados lo son a través de los módulos de esfuerzo - deformación, mismos que será necesario conocer con exactitud.
- b) Los efectos originados por niveles y cambios de temperatura en el ambiente, en el interior del concreto, y en el acero de los tirantes, que existan durante la construcción del tablero.

Sucesivas experiencias en este tipo de problemas en puentes atirantados señalan que los efectos en el comportamiento de la estructura por cambios térmicos pueden neutralizarse si se realiza cualquier medición comparativa al amanecer, ya que en este momento se puede tener una temperatura constante. Por ello el plan de ejecución de obra, deberá reservar los primeros momentos de cada jornada para estas actividades, antes de proseguir la construcción durante el resto de las horas laborables.

- c) Los movimientos diferidos debidos a fluencia y contracción del concreto, así como a la relajación de los aceros durante el proceso constructivo, periodo durante el cual es posible contrarrestar estos efectos.

Del análisis de los tres puntos anteriores se desprende la importancia que las mediciones sistemáticas de las elevaciones que va tomando la rasante de la superestructura tienen en los datos que va suministrando el proyectista durante el proceso. Los datos de nivelación (toma de elevaciones del tablero y verticalidad del plón serán proporcionados al proyectista después de la toma de elevaciones de primera hora de la mañana, el cual los evaluará y realizará los reajustes de nivelación del tablero inmediatamente después; proporcionando la tensión requerida en los tirantes y la autorización de cargas definitivas de peso propio a suministrar en la etapa siguiente.

Por lo tanto, y como consecuencia de todos los efectos que operan sobre la estructura se hace imprescindible establecer una secuencia de actividades de control geométrico, que responda al ciclo repetitivo del proceso constructivo.

Los constructores deben tomar en cuenta dentro de su programa de obra un tiempo para realizar las actividades de control geométrico, aunque el objetivo es realizarlos en tiempo muerto, es necesario considerar la importancia que representa el adecuado control, ya que en caso de no realizarse en el tiempo oportuno podría repercutir seriamente en la geometría final.

5.5.- PROCEDIMIENTO PARA LA TOMA DE ELEVACIONES

El carácter de requisito previo de las mediciones topográficas ante cualquier actuación sobre la estructura que implique aplicación de cargas o imposición de deformaciones, revela la importancia que se concede al trabajo de campo de topografía. Se desprende además, del contenido de la descripción del proceso constructivo el estrecho margen de precisión en que han de realizarse las tomas de datos y su elaboración posterior.

Por ello será necesario llevar a cabo una comprobación sistemática del trabajo de topografía que garantice en lo posible, la confiabilidad de los datos. A tal fin se instalará a pie de obra una unidad topográfica de control que efectúe idénticas mediciones a las realizadas por el equipo de topografía de la construcción, bien entendido que no deberá existir entre ambos ninguna comunicación a nivel técnico.

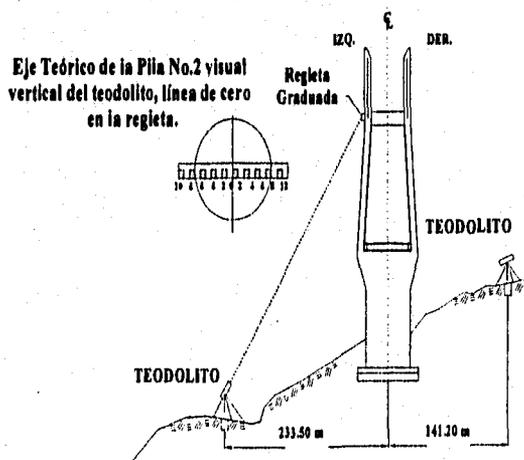


Figura 5.2.- Colocación de teodolitos para el registro de los desplazamientos longitudinales del Pílon del Puente Barranca El Zapote.

5.5.1.- PUNTOS DE CONTROL

Los puntos de control son testigos que sirven de referencia para el control geométrico durante la construcción y posteriormente durante la vida útil del puente.

La posición de estos puntos de control debe corresponder a los nodos del modelo de cálculo electrónico para permitir una comparación rápida de los resultados de nivelación sin ninguna interpolación.

Estos testigos pueden realizarse con pernos soldados, manteniendo la misma altura entre ellos, de dos a tres centímetros. Se debe realizar una prolongación de testigos antes de colar la losa ya que de no hacerlo estos quedarán ahogados en el concreto perdiéndose cualquier referencia para su control posterior.

Es evidente que la realización de los testigos sea en dos fases, ya que si desde el inicio se colocaran testigos con su longitud final estos serían frágiles durante las operaciones de empuje o de manipulación de dovelas y podrían estorbar durante las operaciones de armado de la losa.

Todos los testigos se colocan sobre el patín superior, en planta sobre el eje del alma de las traveses y longitudinalmente enfrente a las piezas puente.

Debido a que es necesario poder controlar los desplazamientos y deformaciones longitudinales del pilón durante las fases de construcción a diferentes altitudes, se deben colocar puntos fijos en el fuste del pilón de fácil acceso, cuya elevación se marcará con todo cuidado tras la construcción del pilón, y que será regularmente comprobado desde una base establecida en tierra firme, alineada sensiblemente a la sección transversal del pilón y permitiendo ver el pilón en toda su altura de una vez, ya que servirá de base a todas las nivelaciones posteriores.

Los puntos de medición son mariposas ubicadas de un lado en el eje transversal del pilón, estas mariposas se ubican sobre una vertical a partir de la base del pilón en un momento cuando el pilón no tiene gradientes térmicos (durante las primeras luces del día).

Estos testigos se colocaron antes de la colocación del primer tirante.

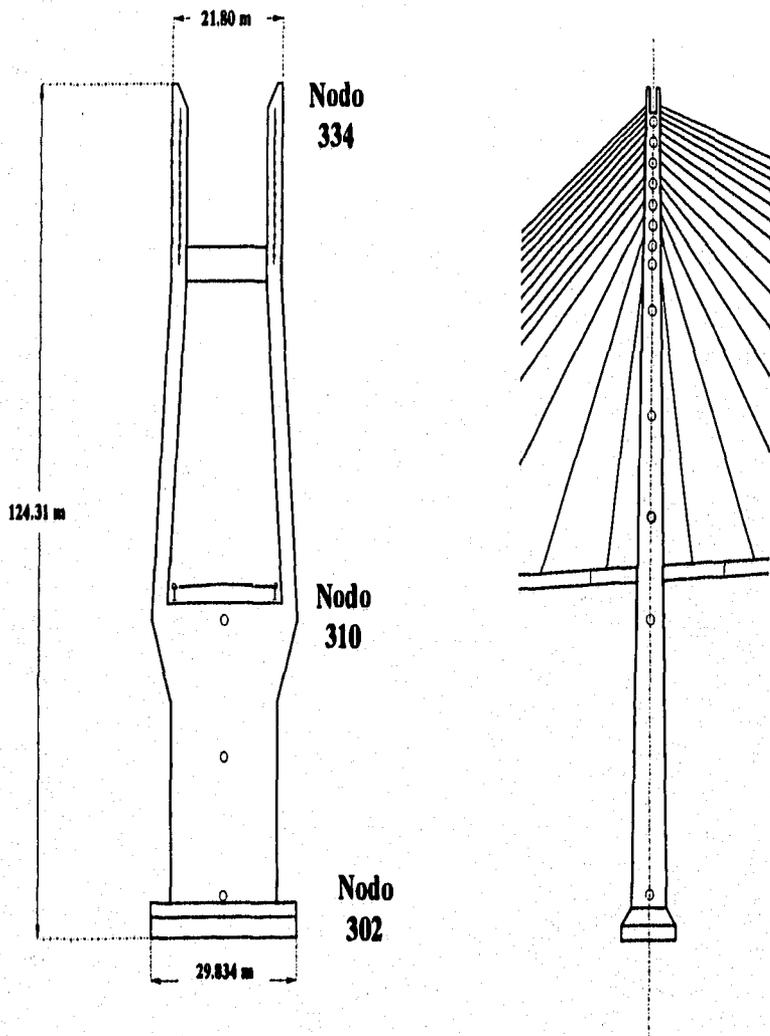


Figura 5.3.- Colocación de puntos de control sobre el pilón del puente Barranca el Zapote

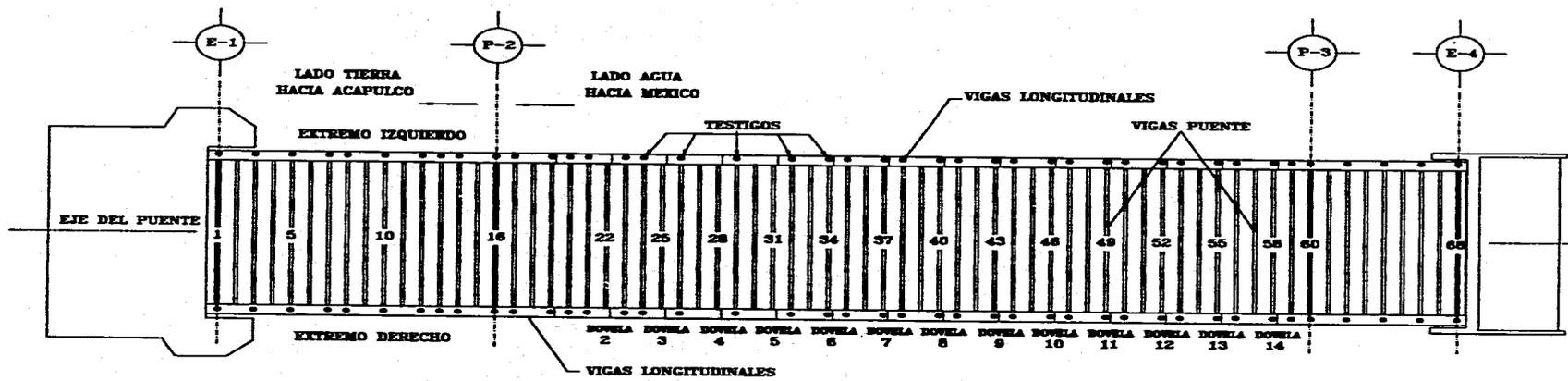
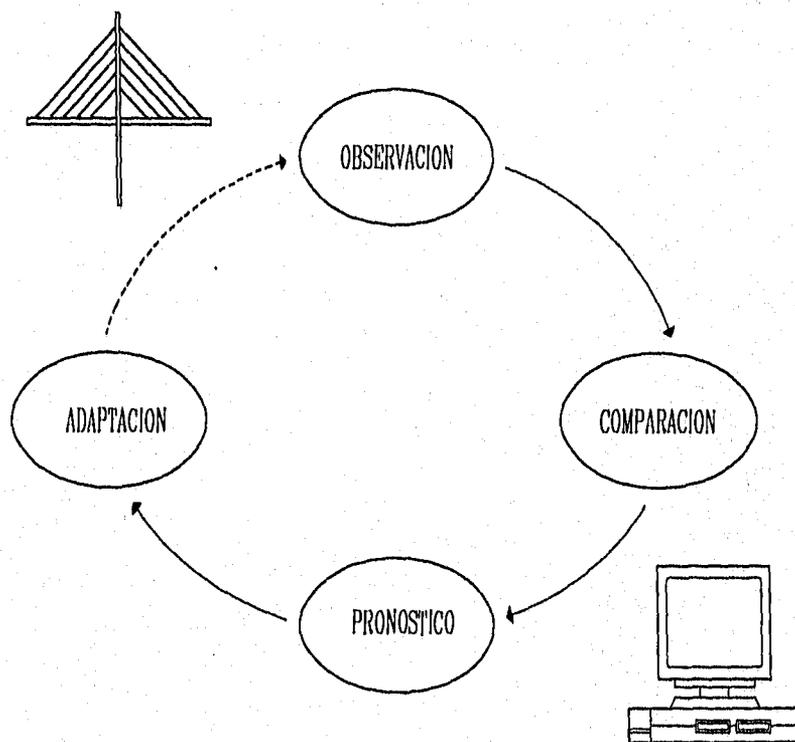


FIGURA 5.4.- COLOCACION DE PUNTOS DE CONTROL EN EL TABLERO METALICO DEL PUENTE BARRANCA EL ZAPOTE

5.6.- PRINCIPIO DEL MÉTODO DE CONTROL

El principio del método de control geométrico es observar la geometría de la estructura sobre unas bases diarias, y comparar las observaciones con los resultados de un cálculo teórico.



Principio del Método de Control Geométrico

Las conclusiones de esta comparación después de un análisis de los valores obtenidos (entre valores de diseño y los valores medidos) se usan para pronosticar la evolución futura de la geometría y para tomar las actuaciones apropiadas para el ajuste de las tensiones en los tirantes, proporcionando la geometría requerida, por el proyecto.

Observación

Consiste principalmente de mediciones topográficas diarias de la deformación del tablero, verticalidad del pilón junto con la tensión de los tirantes, cargas sobre el puente y condiciones de temperatura (sobre la parte superior e inferior del tablero y en los tirantes). Estas mediciones son almacenadas en una base de datos de una computadora, que a su vez alimenta a un programa fuente que contiene el análisis del modelo de cálculo del puente atirantado y realiza el cálculo de control, para actualizar y calibrar los cálculos durante cada fase del proceso constructivo.

Las mediciones frecuentes hacen posible tener una continua configuración de las condiciones de la estructura, para detectar rápidamente cualquier desviación anormal y sobre todo, evitar tener que parar las operaciones constructivas por medio de mediciones detalladas, ya que como se dijo anteriormente en esta tesis si los datos reportados difieren más que lo limitado de los datos teóricos es necesario suspender la construcción hasta encontrar las razones, pues de no hacerlo el puente puede verse seriamente afectado.

Actualmente las mediciones se realizan por medios automáticos instrumentando el puente utilizando la tecnología más moderna por ejemplo el rayo láser y la fibra óptica para obtener los niveles del tablero y la inclinación de los pilones, los termopares para obtener el gradiente térmico, las células de tensión para obtener el control de la tensión de los torones, y los dispositivos electrónicos para medir la contracción y las deformaciones en diferentes miembros de la estructura.

Comparación

Involucra mantener estos resultados al día frente a un cálculo teórico, alimentando diariamente la base de datos, proporcionando una modelización precisa de todas las operaciones de la fase constructiva realizadas en el sitio, los volúmenes actualmente implementados, y la carga real sobre el tablero.

Este cálculo debe realizarse con un programa lo suficientemente flexible, capaz de simular todas las fases de construcción, el fenómeno asociado de la contracción y flujo plástico, el fenómeno de grandes deflexiones (efecto de segundo orden), y el comportamiento no lineal de los tirantes. Así como permitir el ajuste de cualquier fuerza de tensado o de las cargas muertas, en un corto tiempo.

El programa de cálculo que se utilizó en el puente Barranca el Zapote fue el Scanner.

Las mediciones de temperatura no están integradas en el modelo como un dato de cálculo real, pero se utilizan como una revisión cuando se observan las desviaciones.

Las comparaciones simplifican la precisión del modelo utilizado. Pudiéndose revisar los cálculos estructurales particularmente con respecto a la Ley de fluencia, mientras que al mismo tiempo se detecta cualquier problema de tensiones en las fases constructivas.

En paralelo con esta comparación, el cálculo " asociado " se compara al cálculo " inicial " con lo cual se define el programa de tensado de los tirantes. Así se verifica que la ejecución de la estructura hasta este instante no se desvíe substancialmente de la teoría.

Pronóstico.

Es la prolongación directa de esta comparación, a partir de la situación actual se determina la evolución teórica por medio de los programas de cálculo, la posición final de la estructura es extrapolada así se convierte en una referencia independiente siendo examinada de la fase de construcción.

- Por la compensación de los valores medidos de temperaturas bajo las mismas condiciones de temperatura se compara con los valores de diseño.
- Suponiendo la uniformidad en la relación (valor medido / valor de diseño) se puede continuar cuantitativamente pronosticando para cada etapa de carga, el perfil futuro.
- A través de la comparación del valor pronosticado y el valor medido, se estudian las propiedades de valores de diseño actualmente supuestos, tales como módulos de elasticidad, pesos y densidades de los materiales.

Adaptación

Después de realizar un análisis de lo que está ocurriendo en la estructura, es posible determinar los pasos a seguir tanto para ajustar o corregir los errores presentados como para continuar con la construcción.

Es realizar el ajuste del segmento nuevo en relación al segmento anterior para corregir defectos locales defectos de superficie.

Los ajustes de las tensiones de los tirantes están basadas sobre un programa teórico determinado en la etapa de diseño, el cual se va modificando ligeramente y retroalimentando según las etapas reales de construcción.

5.7.- SISTEMA DE ANÁLISIS DE FACTOR DE ERROR.

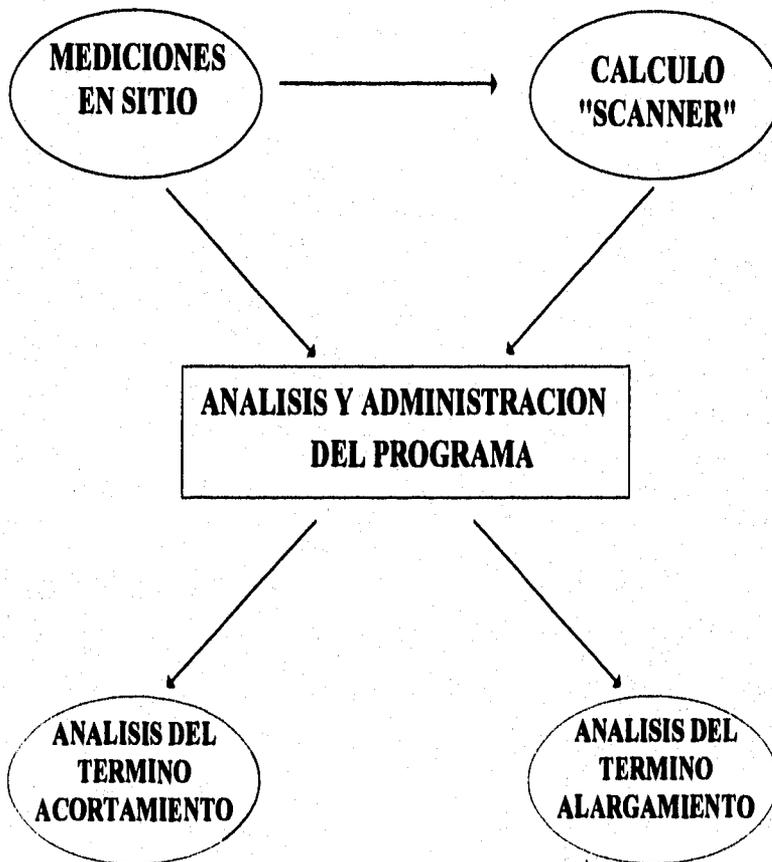
Como los factores de error son causados por la diferencia entre los valores medidos y los valores de diseño, podemos considerar los siguientes puntos.

- 1).- Influencia de varios valores de diseño supuestos (rigidez del concreto, rigidez del tirante, coeficiente de dilatación lineal etc).
 - 2).- Influencia debida a la fluctuación de las cargas durante la construcción, (peso del concreto, peso de los equipos de construcción, etc).
 - 3).- Influencia del análisis de la estructura y el modelo actual (longitud del tirante, condición de frontera etc).
 - 4).- Influencia de los errores de medición (errores debido a la condición de utilizar medidas, errores humanos).
- El análisis de los factores de error se presentan en paralelo con el sistema de predicción del control.
 - Multiplicando el valor de diseño supuesto por un coeficiente, sensible para asegurar el actual comportamiento, este coeficiente está analizado por medio del análisis de un marco plano.

5.8.- SISTEMA DE CALCULO PARA EL NUEVO VALOR DE DISEÑO.

- Es posible calcular rápidamente el nuevo valor de diseño por la reflexión de los resultados del sistema de análisis de factor de error.
- Comparando los datos medidos, después de eliminar un error, con el nuevo dato de diseño, se puede obtener la causa del error en el perfil final de la construcción.

Secuencia del proceso



Proceso de una medición geométrica para el puente Barranca el Zapote

Los resultados de las mediciones en sitio se introducen en la base de datos, desde donde suministra el dato para el cálculo de control (avance de la construcción, temperatura etc). Los resultados de los cálculos se almacenan en la base de datos para comparación.

Entonces se realizan dos tipos de análisis:

a).- Análisis del "término acortamiento", donde la evolución geométrica observada desde la medición anterior es comparada al cálculo teórico.

Este tipo de análisis detecta los problemas de las tensiones de los tirantes o las discrepancias entre el modelo y las condiciones reales.

b).- Análisis del "término alargamiento", donde la estabilidad en el momento de la geometría es revisada obteniéndose el pronóstico para proyectar la geometría actual adelantada al final de la construcción.

Este análisis detecta cualquier inclinación hacia abajo, de manera que el resultado de una deficiente ley de flujo o sobre un promedio del peso del tablero difiera de aquellas estimadas al inicio.

5.9.-DESCRIPCION DEL PROCESO DE CALCULO

Para determinar esfuerzos y deformaciones a lo largo de todo el proceso constructivo se ha planteado un sistema evolutivo suponiendo el puente terminado y procediendo a su desmontaje (análisis regresivo).

Utilizando este procedimiento se consiguen de forma sistemática los elementos mecánicos y deformadas de la estructura en cada una de sus fases, así como las fuerzas a introducir en cada uno de los tirantes en el momento de su montaje.

Para la realización de este proceso se toman en cuenta los pesos de todos los elementos que integran la estructura, previamente determinados, así como los módulos de elasticidad.

Para obtener los elementos mecánicos correspondientes a la situación final de peso propio se realiza una hipótesis de cálculo en la que se solicita a la estructura con su peso propio suponiendo pesos simétrico de los voladizos y tirantes con rigidez infinita. Esta situación es la misma que se considera como situación de peso propio en el cálculo general de la estructura.

Para llegar desde esta situación a la situación de carga permanente final se ha sumado a la situación anteriormente descrita el peso propio de la estructura que faltaba por cargar que es el correspondiente a las zonas de losa que se dejan sin colar para obtener cargas simétricas en los voladizos. También se ha sumado la carga muerta de pavimento, defensas y cornisas, así como todo el presfuerzo de servicio y lanzamiento.

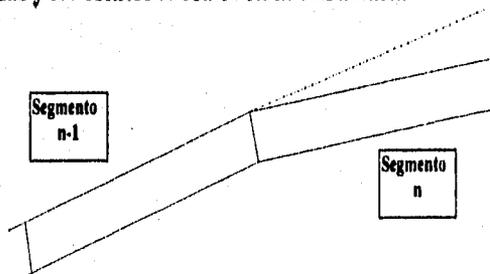
Esta hipótesis de carga permanente final es la que nos servirá de referencia para definir flechas esto es, todas las deformadas obtenidas están referidas a la situación de la estructura en carga permanente a tiempo cero (en servicio).

Para la realización del proceso de cálculo de las diferentes fases se irá desmontando la estructura desde la situación de carga permanente. Para ello se irán anulando las rigideces de los tirantes según vayan desapareciendo al seguir las distintas fases constructivas de la estructura en sentido inverso. Igualmente en cada fase se someterá la estructura a la acción de la variación de carga que suponga cada fase del proceso.

5.10.- PRINCIPIOS BÁSICOS A SEGUIR DURANTE LA ERECCIÓN DE UN PUENTE ATIRANTADO.

1.- Es físicamente posible ajustar la longitud del tirante en reposo en cualquier momento ya sea durante la construcción o después en servicio. Por lo tanto un error temporal en el tensado de los tirantes puede compensarse en cualquier momento.

2.- Al contrario, cualquier error sin control durante el montaje de un segmento del tablero con relación al segmento anterior cambiará definitivamente la forma estática de la estructura. En tal caso se perderá definitivamente la posibilidad de controlar en el futuro las fuerzas y los esfuerzos reales en la estructura.



Error sin control durante el montaje de un segmento del tablero

3.- El equilibrio de una estructura atirantada es la suma algebraica de dos grandes grupos de fuerzas, las fuerzas de gravedad y las fuerzas en los tirantes.

La geometría de una estructura esbelta en una etapa dada de la construcción está gobernada entonces por la diferencia entre estas dos grandes acciones.

En realidad el peso de los elementos estructurales de una estructura atirantada no es conocido exactamente, debido a las imperfecciones geométricas, y a la incertidumbre en la densidad de los materiales.

De lo anterior queda claro que el valor de las fuerzas que deben aplicarse a los tirantes en una etapa dada de construcción, en un puente atirantado flexible, queda básicamente gobernado por la geometría.

Es necesario pesar los equipos de construcción antes de iniciar el montaje. Frecuentemente, el cálculo por computadora se debe calibrar después de montar los primeros segmentos, ajustando los pesos considerados de los elementos estructurales y eventualmente el módulo de elasticidad del concreto, en relación con el comportamiento real observado en la estructura.

El programa de cómputo que se utilice tiene que ser lo suficientemente flexible ya que se necesita reconstruir una serie de tensiones en los tirantes lo que producirá el mismo estado final de la geometría de el pilón y del tablero que previamente fue anticipada.

Los cálculos realizados durante el control geométrico del puente Barranca el Zapote tenían que ser realizados en un tiempo muy corto, por lo que el equipo de computación en que se corría el programa Scanner estaba instalado cerca del puente.

“ El control geométrico es un medio preciso para el análisis del comportamiento real de la estructura permitiendo al constructor adaptar cualquier cambio que pueda surgir durante la construcción y evitar alguna decisión errónea de una simple medición “.

5.11.- PASOS DEL CONTROL GEOMÉTRICO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE BARRANCA EL ZAPOTE.

El procedimiento típico de montaje de una dovela fue el siguiente, incluyendo el control geométrico y el ajuste de tirantes.

- 1.-Traslado de la grúa viajera a la posición para montaje del segmento (n)
- 2.-Colocación de dovela de acero (n), control de la geometría de la dovela (n) con relación a la dovela anterior (n - 1) , fijación del empalme con los pernos, chequeo de la geometría local.
- 3.-Medición de la geometría del puente
- 4.-Tensado parcial de los tirantes de la dovela (n) y de los correspondientes tirantes traseros con base en la condición de fuerzas, aproximadamente el 35% de la fuerza final. Esta fuerza se calculaba con el programa Scanner de tal manera que la fuerza obtenida en el paso 6 después de colar la losa de concreto fuera 20 % menor que la fuerza teórica evaluada en el paso 8, así el ajuste de longitud del tirante provisto en el paso 8 fuera siempre negativo, lo que es más conveniente.
- 5.- Medición de la geometría del puente
- 6.- Colado de la losa
- 7.- Medición de la geometría del puente y de las fuerzas en los tirantes (i). Debido a que los efectos térmicos son muy fuertes en esta zona de México donde se encuentra el puente Barranca el Zapote, las mediciones topográficas se realizaban por las noches, desde la 1 A.M. a las 6 A.M. de modo que las correcciones debidas al gradiente térmico en la losa y a las diferencias de temperatura entre la losa y el resto de la estructura, fueran pequeñas.
- 8.-Tensado complementario de tirante, basado en una "condición de longitud".
- 9.- Medición de la geometría del puente.
- 10.- Se realiza un ajuste de tirantes (n) con base en una "condición de longitud ".

5.12.- CONSIDERACIONES PARA REDUCIR LAS INCERTIDUMBRES GEOMÉTRICAS

a).-RECOMENDACIONES DE DISEÑO

- Generalmente, se debe seleccionar la tensión final de los cables de tal manera que se eliminen los momentos flexionantes en el tablero y en el pilón bajo cargas permanentes.
- El diseño generalmente debe conducir a limitar en lo más posible los momentos flexionantes en todas las fases de construcción. En muchos casos, deben seleccionarse las tensiones de los cables durante la construcción para equilibrar las cargas de erección, peso propio y el peso de los equipos de izaje; en estos casos, las tensiones de los cables se deben ajustar después de terminar o adaptar las cargas finales permanentes, incluyendo equipos del puente (pavimento, parapetos, pasarelas, barrera central, etc.).
- En Puentes de concreto los dispositivos móvil de montaje deben diseñarse para limitar los efectos del voladizo en el extremo del tablero, para muchos tableros flexibles se prefieren las plataformas móviles de tensado.

b).- DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL PUENTE

Para Puentes construidos por medio de elementos prefabricados de acero, se debe organizar una simulación precisa del ensamble.

Con segmentos prefabricados de concreto, el control geométrico clásico normalmente proporciona la reconstitución de la geometría del puente.

En todos los casos, incluyendo el colado in situ de puentes de concreto; la posición de cada nuevo segmento debe darse por la referencia de un segmento anterior; por la geometría relativa. La geometría absoluta es también sensible a un gran número de parámetros para que sea una base eficaz del segmento construido.

Especialmente en los Puentes Atirantados cuando tienen tableros flexibles, si la geometría relativa es buena (sin grandes errores entre los segmentos sucesivos), es fácil (si no es el correcto) reajustar el nivel del voladizo, por un ajuste global de las tensiones en los cables sin introducir importantes fuerzas flexionantes.

Pero en cualquier caso, se debe realizar un análisis estructural antes de continuar la construcción para evaluar las deformaciones y las deflexiones locales, para comprobar la definición de la línea de referencia de la geometría relativa.

c).- DEFINICIÓN DE LAS TENSIONES EN LOS CABLES

Como se ha explicado el parámetro básico dentro de la tensión de los tirantes es la longitud del propio tirante, por lo que la mejor manera de introducir la tensión en el tirante es por medio de la longitud deseada, final o temporal, pero no olvidando que estas tensiones deben ser controladas durante la erección para detectar posibles equivocaciones o errores.

Es importante hacer notar que cuando se mide la distancia entre anclajes para corregir la longitud del cable y considerar los errores previos a la fabricación debe ser de la longitud correcta para que corresponda a la geometría de fabricación del puente, es decir para miembros descargados.

Cuando la longitud del cable no puede ser controlada directamente, se tiene que hacer referencia a la tensión correspondiente de la fase precisa cuando el cable se tensa; pero esta tensión depende de las cargas que estén presentes en ese momento, y las incertidumbres aparecen con la diferencia entre las cargas esperadas y las cargas reales de construcción sobre el puente (cables, gatos, bombas, grúas)

d).-CONTROL GEOMÉTRICO

Los segmentos deben ser ajustados por su geometría relativa.

Sin embargo la definición de la geometría absoluta representa un control de las condiciones en la erección.

El control geométrico debe ser organizado, considerando los siguientes puntos:

- Las mediciones deben realizarse durante las 6 o 7 has AM (con las primeras luces del día) para eliminar efectos térmicos tanto como sea posible.
- En el ciclo de erección de un segmento típico, las mediciones debe programarse para realizarse en una etapa cuando las fuerzas están casi centradas, con las fuerzas flexionantes muy limitadas preferiblemente después de terminar el tensado del nuevo cable o par de cables que soportan el segmento.
- Las cargas deben conocerse con precisión en la etapa cuando se realizan las mediciones, se debe establecer en cada momento, un registro escrito de estas cargas, con su ubicación precisa.
- Se debe registrar la temperatura externa en los miembros de la superestructura del puente (fibra superior e inferior del tablero, en los cables si es posible) durante las mediciones, así como la velocidad del viento (si este es importante).
- Se debe medir nuevamente la tensión en los cables ya instalados y compararlo con el esperado.
- Se debe llevar un registro preciso de la geometría del tablero en cada medición (alineación), para detectar defectos locales, así como otro registro para las cabezas de los pilones.
- La calidad del puente se consigue realizando un buen control geométrico constante para cada fase constructiva.

5.13.- ANÁLISIS DE LOS DEFECTOS GEOMÉTRICOS

Difficilmente el avance de la erección de los puentes atirantados sin control geométrico llega a la geometría pronosticada.

Cuando aparecen diferencias entre la geometría real y la pronosticada fuera de los límites esperados se debe realizar un análisis serio para poder comprender los efectos que se están produciendo en el puente en ese momento, y sobre todo para poder corregirlos y así llegar al final a la geometría deseada.

Pero cuando tales explicaciones no pueden encontrarse o no es posible explicar todas las diferencias, se vuelve necesario realizar un análisis completo de todo el puente (recálculo de la estructura).

- En tal caso el peso de todos los equipos deben ser verificado con precisión.
- La tensión de los gatos deben ser seriamente controlados y calibrados.
- Se debe controlar con precisión el peso de los segmentos.
- Se debe controlar las cargas de construcción.
- Todas las mediciones geométricas deben verificarse
- Todos los métodos utilizados para evaluar los datos de construcción tales como longitudes de los cables (isotensión), deben ser examinados y verificados.
- Se debe prever los fenómenos parásitos, tales como efectos del concreto endurecido contracción de la soldadura, etc...

Es muy importante comprender las causas precisas de las diferencias geométricas, con el fin de elegir el ajuste de corrección.

Si las diferencias geométricas vienen de las cargas pesadas, o de cables largos (o de pequeñas tensiones en los cables), y si la geometría de fabricación del puente es la deseada, tenemos que ajustar la tensión de los cables para producir el equilibrio necesario.

La corrección podría dirigirse a restaurar la fuerza de diseño al mismo tiempo que la geometría.

Si las diferencias vienen de la geometría de fabricación por ejemplo debido a la angulación en las uniones de los segmentos o de los efectos térmicos del concreto endurecido. El ajuste geométrico produciría momentos flexionantes inesperados, desde luego estos momentos serán pequeños si las diferencias geométricas son limitadas y corresponden a los defectos generales (y no a los locales), ellos pueden ser muy pequeños o extremadamente pequeños en los tableros muy flexibles.

Capítulo VI

EVALUACIÓN Y RESULTADOS

VI.- EVALUACIÓN Y RESULTADOS.

INTRODUCCIÓN.

La construcción de la superestructura del puente atirantado " Barranca El Zapote " requirió de un cuidadoso control de la geometría del tablero y del pilón, así como también en las tensiones de los tirantes. Esta tarea fue complicada debido a la forma asimétrica del arpa.

6.1.- FUNDAMENTOS DEL CONTROL GEOMÉTRICO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.

El principio básico es que existe una relación biunívoca entre la geometría de la estructura y los esfuerzos a que está sometida, sin embargo esta condición sólo es válida *para una forma dada en posición de reposo durante la construcción (es decir que no existan momentos flexionantes tanto en el pilón como en el tablero), considerándose un comportamiento lineal en esta etapa.*

El cálculo de un puente atirantado es siempre un cálculo no lineal tanto en su geometría como en el material de los tirantes.

La relación entre carga-deformación de un tirante tiene un claro comportamiento no lineal. Para cada tirante en función de su longitud, peso y tensión depende la flecha de los cables, por lo que se considera un módulo de elasticidad equivalente dado por la fórmula de Ernst.

La no linealidad geométrica corresponde al hecho de encontrarnos con una estructura muy flexible, donde cualquier carga flexiona al tablero y al pilón, ambas deflexiones cambian significativamente la dirección de los tirantes y consecuentemente las componentes verticales y horizontales de los tirantes en el tablero. Estos cambios introducen nuevas fuerzas axiales y momentos flectores que no pueden predecirse a través de un análisis convencional; Las deformaciones de la estructura no se pueden considerar despreciables, por lo que se deben tener en cuenta las sollicitaciones suplementarias debidas a estas deformaciones (teoría de segundo Orden).

Las solicitaciones no son proporcionales a las cargas aplicadas (Teoría de primer Orden). Por lo anterior el comportamiento mecánico de los puentes atriantados no es lineal.

A través del Control Geométrico durante la construcción se puede llegar a suponer una condición de equilibrio estático (sin momentos en el pilón ni en el tablero), una condición de reposo de la estructura.

Al realizar un buen Control Geométrico durante la construcción se puede lograr una buena geometría final del puente y además se pueden controlar indirectamente por medio de la geometría los esfuerzos internos en la estructura durante cualquier etapa de la construcción y consecuentemente mediante un control topográfico y la verificación de las fuerzas en los tirantes se pueden evaluar los esfuerzos de la estructura en servicio

Es posible definir:

- La geometría final o de proyecto (que es la geometría que deseamos que tenga el puente ya en servicio)
- La forma en reposo (el equilibrio de la estructura)
- La forma actual (en un momento dado) de la estructura.

Suponiendo la estructura discretizada en miembros, el equilibrio queda expresado por :

$$[K_{ij}] \{U_j - U_{rj}\} = F_i$$

donde:

$[K_{ij}]$ = Es la matriz de rigidez de la estructura

$\{U_j\}$ = Es la geometría final o de proyecto
(desplazamiento de proyecto)

$\{U_{rj}\}$ = Es la geometría en reposo
(desplazamiento en el estado de equilibrio)

$\{F_i\}$ = Es el vector de fuerzas aplicadas
(incluyendo las fuerzas por carga muerta)

Un cambio en la temperatura de cualquiera de los miembros del puente equivale a un cambio en la condición de reposo; De igual manera cualquier deformación interna, tal como la producida por el flujo plástico o la contracción.

La geometría de reposo de un miembro es la suma de las siguientes componentes:

- La geometría de fabricación, que eventualmente incluye la contraflecha.

- La deformación debida a los efectos térmicos.

- La deformación debida al flujo plástico y a la contracción.

Esto también se aplica a los tirantes, para los cuales se define la longitud en reposo o su pre-deformación, que es la longitud del tirante sin tensar a una temperatura dada.

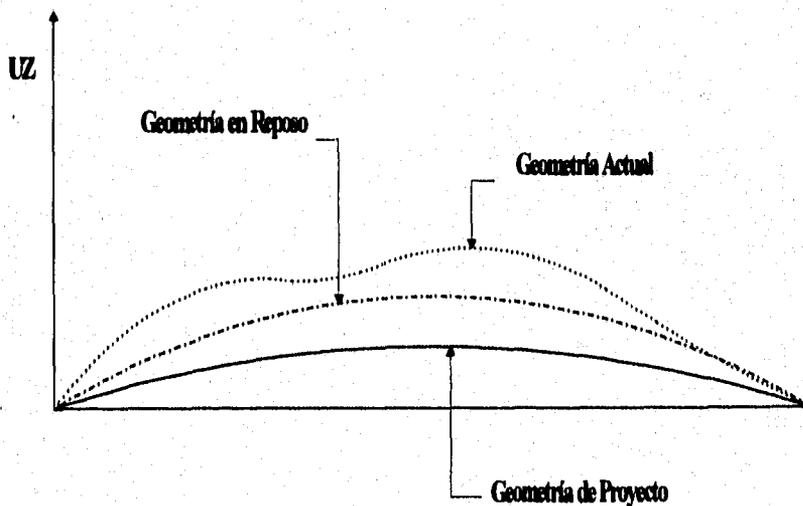


Figura 6.1.- Condiciones del Control Geométrico.

Nivel de Rasante Teórica del Puente Atirantado " Barranca El Zapote "
(Geometría Final o de Proyecto)

Testigo	Nodo	Rasante teórica	Ubicación
P1	60	35.242	Estribo No.1
P3	51	35.641	
P5	42	36.041	Apoyo A
P7	34	36.440	
P8	32	36.640	
P10	24	37.039	Apoyo B
P12	21	37.439	
P13	14	37.639	
P14	12	37.838	
P16	0	38.238	Pila P2
P17	1011	38.438	
P19	1014	38.837	
P20	1021	39.037	Dovela 2
P22	1024	39.437	
P23	1031	39.636	Dovela 3
P25	1034	40.036	
P26	1041	40.236	Dovela 4
P28	1044	40.635	
P29	1051	40.835	Dovela 5
P31	1054	41.234	
P32	1061	41.434	Dovela 6
P34	1064	41.834	
P35	1071	42.033	Dovela 7
P37	1074	42.433	
P38	1081	42.633	Dovela 8
P40	1084	43.032	
P41	1091	43.232	Dovela 9
P43	1094	43.631	
P44	1101	43.831	Dovela 10
P46	1104	44.231	
P47	1111	44.430	Dovela 11
P49	1114	44.830	

Nivel de Rasante Teórica del Puente Atirantado " Barranca El Zapote "
(Geometría Final o de Proyecto)

Testigo	Nodo	Rasante teórica	Ubicación
P50	1121	45.030	Dovela 12
P52	1124	45.429	
P53	1131	45.629	Dovela 13
P55	1134	46.028	
P56	1141	46.228	Dovela 14
P58	1144	46.628	
P59	1151	46.827	
P60	1165	47.027	Pila P3
P62	1175	47.427	
P64	1185	47.826	
P66	1195	48.226	
P68	1205	48.625	Estribo No. 4

6.2.- DEFLEXIÓN VERTICAL DEL TABLERO Y DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DE LAS RAMAS DEL PILÓN EN ALGUNAS FASES SIGNIFICATIVAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.

Con la finalidad de evaluar e interpretar los resultados obtenidos en el control geométrico llevado a cabo durante la construcción de la superestructura del puente "Barranca El Zapote" se tomaron en cuenta las fases e incidentes de construcción que fueron significativas durante este control, estas fases fueron :

- **TRAMO EMPUJADO 1-2.**
- **DESPUÉS DE TENSAR EL TIRANTE T-1.**
- **DESPUÉS DE SOBRE TENSAR EL TIRANTE T-5, ANTES DE MOVER EL PÓRTICO.**
- **INSTALACIÓN DEL SISTEMA ANTIDESPEGUE EN EL ESTRIBO No.1.**
- **DESPUÉS DE SOBRE TENSAR EL TIRANTE 11, ANTES DE MOVER EL PÓRTICO.**
- **DOVELA 12 DESPUÉS DE ATORNILLAR AL 100 % LAS 2 VIGAS LONGITUDINALES.**
- **DESPUÉS DE SOBRE TENSAR EL TIRANTE 12, ANTES DE MOVER EL PÓRTICO.**
- **ANTES DE FIJAR EL TROQUELAMIENTO DEL CIERRE.**
- **ANTES DE INICIAR LA CORRECCIÓN FINAL EN LOS TIRANTES.**
- **DESPUÉS DE REALIZAR EL AJUSTE FINAL EN LOS TIRANTES (PUENTE EN SERVICIO).**

En las tablas siguientes se muestran los valores de los desplazamientos verticales en el tablero y los desplazamientos horizontales en el pilón obtenidos durante cada fase.

Estas tablas contienen la ubicación del nodo del modelo matemático de la estructura, mismo que corresponde al punto de control en obra (testigo) tanto en el tablero como en el pilón, con lo que se evita la interpolación de valores.

Debido a la gran flexibilidad de la estructura, fue necesario medir los desplazamientos en los extremos izquierdo y derecho del tablero así como de cada una de las ramas del pilón, tomando como origen de referencia el estribo No.1 (lado Acapulco) y como destino el estribo No. 4 (lado México).

Las tablas incluyen los desplazamientos previstos para cada fase constructiva, dichos valores se compararon con los valores medidos al aplicar la metodología del control geométrico explicada en el capítulo V.

También cabe hacer notar que es necesario indicar la posición de las cargas que se presentan en cada fase constructiva, tales como el dispositivo de montaje (pórtico, grúas, camiones, mesas de habilitado de tirantes, vainas, etc.) para que puedan ser consideradas en el cálculo por el proyectista.

Debido a la importancia que tiene la temperatura sobre cada uno de los elementos que constituyen la estructura (Tablero, Pilón, Tirantes) es imprescindible llevar un registro de la temperatura y asoleamiento, anotando la fecha y hora en que se realiza la medición, estas mediciones incluyen :

- *Medición de la temperatura ambiente.*
- *Medición de la temperatura de cada elemento (Tablero , Pilón, Tirantes).*
- *Medición de la temperatura de las caras expuestas al asoleamiento del tablero, así como en las caras no expuestas, con la finalidad de obtener el gradiente térmico que nos servirá para calibrar los valores supuestos en el programa de cálculo y de esta manera obtener las deformaciones debidas a los efectos térmicos.*

Después de analizar los valores obtenidos en esta tabla de acuerdo con la metodología explicada en el capítulo V, el proyectista proporcionó los datos de tensiones para cada uno de los 2 pares de tirantes (2 Tirantes Izquierda y Derecha lado Tierra, del pilón hacia el estribo No.1, y 2 Tirantes Izquierda y Derecha lado Agua del pilón hacia el estribo No.4).

Es de notarse que el tensado de los 2 pares de tirantes (4 tirantes N) debía realizarse en forma simultánea, para evitar momentos flexionantes en el pilón.

Con el propósito de explicar los registros de desplazamientos en la estructura y de las fuerzas de tensado de los tirantes, éstos se expondrán por separado, aunque realmente son mutuamente correspondientes.

• TRAMO EMPUJADO 1-2

Durante el empuje del tramo 1-2 el tablero llegó a su posición de rasante predeterminada, el pilón estaba construido hasta el nivel de la riostra y al finalizar la maniobra no tuvo desplazamiento horizontal como se muestra en la figura siguiente.

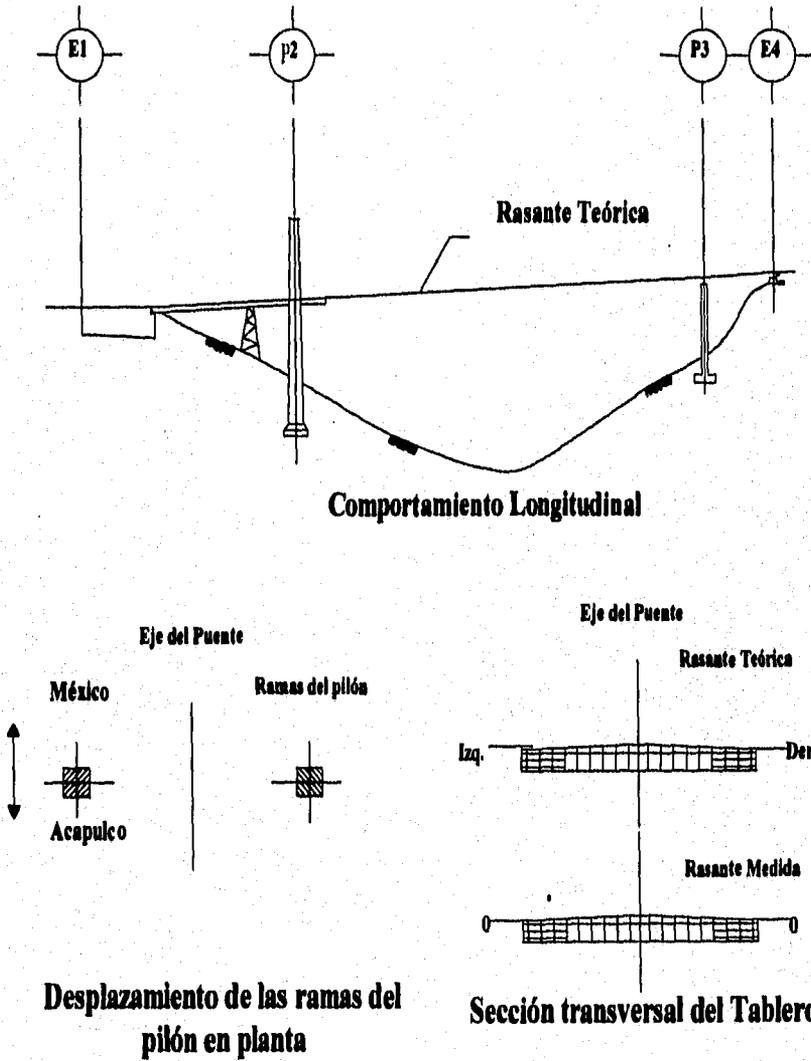


Figura 6.2.- Deformaciones medidas al final del Tramo Empujado 1 -2

CAPÍTULO VI : EVALUACIÓN Y RESULTADOS
NIVELACIÓN DEL TABLERO

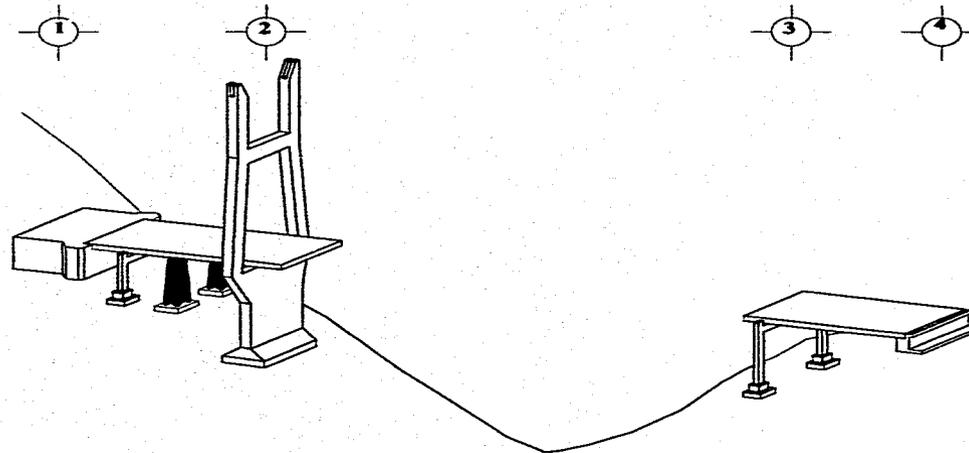
FASE : EMPUJADO TRAMO 1-2

FECHA: 16 DE FEBRERO DE 1993

HORA : 6:00 a.m

TEMPERATURA : 20 ° C

TABLERO		DESPLAZAMIENTO VERTICAL (MTS.)			UBICACIÓN
NODO	TESTIGO	Dz IZQUIERDO	Dz DERECHO	Dz CALCULADO	
60	P1	0.004	-0.010	-0.006	ESTRIBO No.1
42	P5	-0.009	0.000	-0.005	APOYO A
24	P10	-0.004	0.005	0.000	APOYO B
0	P16	0.000	0.000	0.000	PILA No.2
1014	P19	-0.015	0.010	0.003	PUNTA DEL VOLADO



ENEP ARAGÓN TESIS PROFESIONAL		CONTROL GEOMÉTRICO DEL PUENTE A TIRANTADO " BARRANCA EL ZAPOTE "	
CAPÍTULO VI : EVALUACIÓN Y RESULTADOS			
MEDICIÓN DE LA VERTICALIDAD DE LAS RAMAS DEL PILÓN			
FASE : EMPUJADO TRAMO 1-2	FECHA: 16 DE FEBRERO DE 1993	HORA : 6:00 a.m	TEMPERATURA : 20 ° C

PILÓN NODO	DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL (MTS.)			UBICACIÓN
	Dz IZQUIERDO	Dz DERECHO	Dz CALCULADO	
334	0.00	0.000	0.000	TIRANTE- 14
332	0.000	0.000	0.000	TIRANTE- 12
330	0.000	0.000	0.000	TIRANTE- 10
328	0.000	0.000	0.000	TIRANTE - 8
326	0.000	0.000	0.000	TIRANTE - 6
324	0.000	0.000	0.000	TIRANTE - 4
322	0.000	0.000	0.000	TIRANTE - 2
320	0.000	0.000	0.000	RIOSTRA SUPERIOR
319	0.000	0.000	0.000	
316	0.000	0.000	0.000	
313	0.000	0.000	0.000	
310	0.000	0.000	0.000	CABEZAL
306	0.000	0.000	0.000	
302	0.000	0.000	0.000	BASE DEL PILÓN

• **DESPUÉS DE TENSAR EL TIRANTE T-1.**

A partir de esta fase el tablero se empotró temporalmente en la pila No.2 para la construcción del voladizo 2-3, en servicio el puente estará longitudinalmente fijo en el estribo No.1 y libre en la pila No.2 con topes transversales.

A través del control preciso de la geometría del tablero en cada medición se pudieron detectar defectos locales tales como el asentamiento del apoyo provisional B, utilizado durante el empuje del tramo 1-2, el cual presentó un hundimiento gradual de 6 cm, lo que provocó que se suspendieran las actividades hasta que se realizaran los trabajos correspondientes a su corrección.

Este hundimiento del apoyo provisional B se debió a su deficiente diseño por parte del subcontratista, que lo diseñó sin haber considerado la carga viva sobre el tablero (trailers, grúas, transporte de dovelas), y por otra parte a la falla de los apoyos de los gatos de arena.

Durante esta etapa se realizaron las tensiones menores a las indicadas por el proyectista, además se realizó el colado de losa antes de efectuar el retensado indicado por el proyectista para lograr la tensión solicitada, todo esto provocó que al final del tensado del tirante No.1 los dos bordes del tablero quedaran defasados entre sí como lo muestra la tabla No. 2.

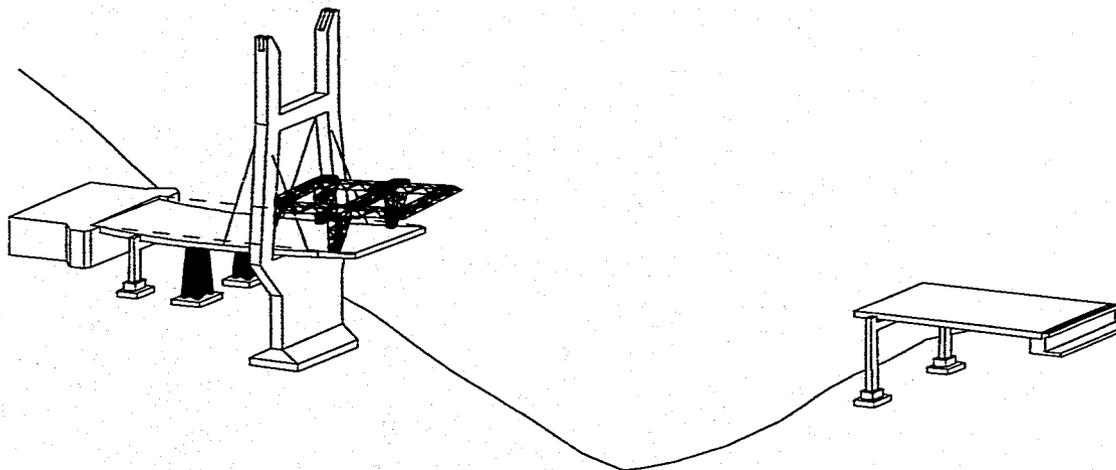
Este tipo de problema se debió a que el personal técnico encargado de la construcción no estaba consciente de la importancia de respetar el proceso constructivo para realizar un adecuado control geométrico de la superestructura con el fin de lograr la rasante deseada sin tener esfuerzos parásitos.

También se debió a la premura con la que se requería la construcción del puente en un tiempo muy corto, lo que influyó para que el contratista diera mayor importancia al avance de obra y no a la calidad de la misma.

En esta fase las dos ramas del pilón quedaron en posición vertical tal como se había previsto.

ENEP ARAGÓN TESIS PROFESIONAL		CONTROL GEOMÉTRICO DEL PUENTE A TIRANTADO " BARRANCA EL ZAPOTE "		
CAPÍTULO VI : EVALUACIÓN Y RESULTADOS NIVELACIÓN DEL TABLERO				
FASE : DESPUÉS DE TENSAR EL TIRANTE T-1	FECHA: 2 DE MARZO DE 1993	HORA : 18:40 p.m.	TEMPERATURA : 26 ° C	

TABLERO		DESPLAZAMIENTO VERTICAL (MTS.)			UBICACIÓN
NODO	TESTIGO	Dz. IZQUIERDO	Dz. DERECHO	Dz. CALCULADO	
60	P1	0.002	-0.010	-0.008	ESTRIBO No.1
42	P5	-0.029	-0.020	-0.024	APOYO A
24	P10	-0.062	0.017	0.042	APOYO B
0	P16	-0.016	-0.006	-0.010	PILA No.2
1014	P19	0.010	0.022	0.016	PUNTA DEL VOLADO



ENEP ARAGÓN
TESIS PROFESIONAL

CONTROL GEOMETRICO DEL PUENTE ATRANTADO
" BARRANCA EL ZAPOTE "

CAPÍTULO VI : EVALUACIÓN Y RESULTADOS
MEDICIÓN DE LA VERTICALIDAD DE LAS RAMAS DEL PILÓN

FASE : DESPUÉS DE TENSAR EL TIRANTE T-1

FECHA: 2 DE MARZO DE 1993

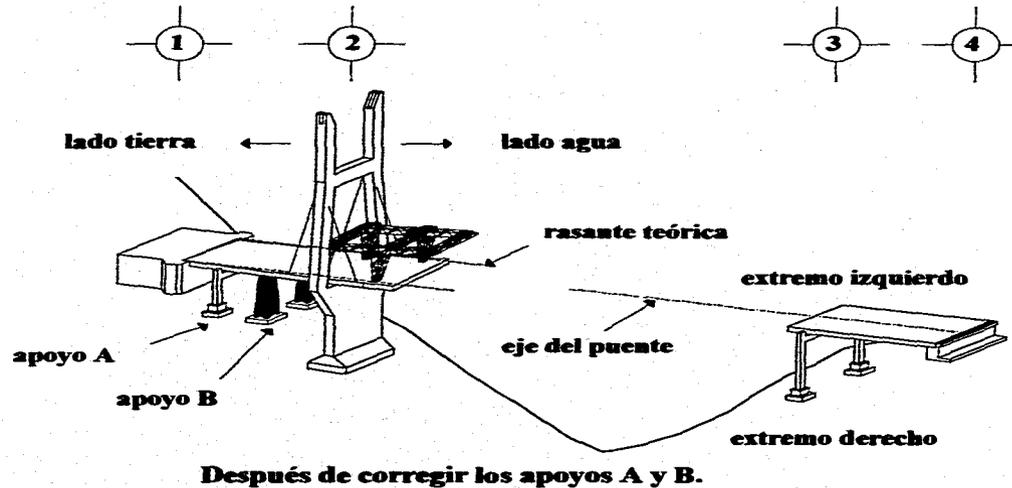
HORA : 18:40 p.m.

TEMPERATURA : 26 ° C

PILÓN NODO	DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL (MTS.)			UBICACIÓN
	Dz. IZQUIERDO	Dz. DERECHO	Dz. CALCULADO	
334			0.000	TIRANTE- 14
332			0.000	TIRANTE- 12
330			0.000	TIRANTE- 10
328			0.000	TIRANTE - 8
326			0.000	TIRANTE - 6
324			0.600	TIRANTE - 4
322			0.000	TIRANTE - 2
320	0.000	-0.002	0.000	RIÓSTRA SUPERIOR
319	0.018	0.002	0.000	
316		0.003	0.000	
313	0.021	0.002	0.000	
310		0.000	0.000	CABEZAL
306			0.000	
302			0.000	BASE DEL PILÓN

ENEP ARAGÓN TESIS PROFESIONAL		CONTROL GEOMÉTRICO DEL PUENTE ATIRANTADO " BARRANCA EL ZAPOTE "		
CAPITULO VI : EVALUACIÓN Y RESULTADOS NIVELACIÓN DEL TABLERO				
FASE : DESPUÉS DE TENSAR EL TIRANTE T-1 Y CORREGIR LOS APOYOS A Y B.		FECHA: 16 DE MARZO DE 1993	HORA : 5:00 a.m.	TEMPERATUR A : 22 ° C

TABLERO NODO	TESTIGO	DESPLAZAMIENTO VERTICAL (MTS.)			UBICACION
		Dz. IZQUIERDO	Dz. DERECHO	Dz. CALCULADO	
60	P1	-0.013	-0.001		ESTRIBO No.1
42	P5	-0.024	-0.023		APOYO A
24	P10	-0.029			APOYO B
0	P16	-0.010	-0.010		PILA No.2
1014	P19	0.016	-0.001		PUNTA DEL VOLADO



• **DESPUÉS DE SOBRE TENSAR EL TIRANTE T-5, ANTES DE MOVER EL PÓRTICO.**

En esta etapa casi se encontraba construida la mitad del voladizo en el tramo 2-3, el tirante No. 5 lado tierra, es el último tirante antes de llegar al estribo No.1.

Después de la colocación del primer tirante, el tablero quedó con el borde izquierdo arriba y el borde derecho abajo, este error no se pudo corregir en la siguiente dovela ya que esto hubiera provocado un quiebre en el tablero (lo cual es justamente lo que se debe evitar), así que se continuó arrastrando este error, corrigiéndolo en forma gradual en las siguientes dovelas.

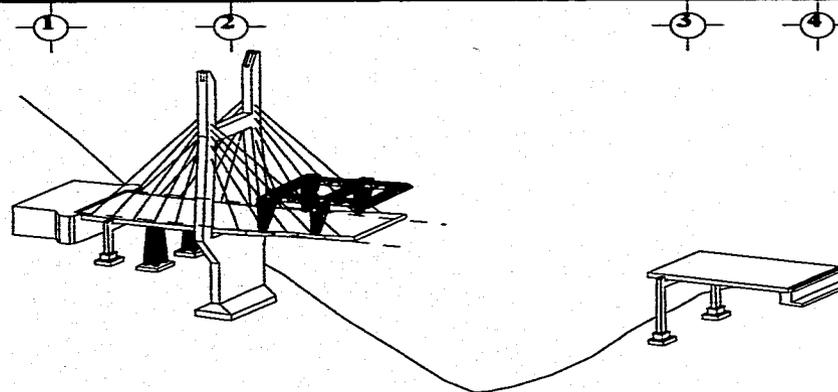
En la siguiente figura se puede apreciar que el extremo izquierdo del volado se encuentra arriba, y el extremo derecho está abajo del nivel de rasante calculado, esto se debe a la sobre tensión de los tirantes No. 5 y también a que aún no se había recorrido el pórtico.

El nivel de rasante para cada fase determinada va variando y ajustándose de acuerdo con las condiciones precisas que estén ocurriendo en la obra, y puede llegar a ser diferente en esa fase al nivel de rasante teórico definido.

• El desplazamiento del pilón no fue trascendental para esta etapa.

ENEP ARAGÓN - TESIS PROFESIONAL		CONTROL GEOMÉTRICO DEL PUENTE ATRANTADO " BARRANCA EL ZAPOTE "			
CAPÍTULO VI : EVALUACIÓN Y RESULTADOS - NIVELACIÓN DEL TABLERO					
FASE : DESPUÉS DE SOBRE TENSAR EL TIRANTE T-5, ANTES DE MOVER EL PÓRTICO Y HACER LA CORRECCIÓN DE 30mm EN T-5A DERECHA			FECHA:	HORA :	TEMPERATURA :
			24 DE MARZO DE 1993	20:30 p.m.	25 ° C

TABLERO NODO	TESTIGO	DESPLAZAMIENTO VERTICAL (MTS.)			UBICACIÓN
		Dz IZQUIERDO	Dz DERECHO	Dz CALCULADO	
60	PI	-0.007	-0.021	0.000	ESTRIBO No.1
42	P5	-0.032	-0.036	-0.028	APOYO A
34	P7	-0.021	-0.024	-0.032	
24	P10	-0.032	-0.030	-0.029	APOYO B
14	PI3	0.004	-0.001	-0.022	
0	P16	-0.011	-0.009	-0.009	PILA No.2
1014	P19	0.004	0.022	0.007	
1024	P22	0.022	0.043	0.029	DOVELA 2
1034	P25	0.048	0.057	0.058	DOVELA 3
1044	P28	0.104	0.087	0.098	DOVELA 4
1054	P31	0.154	0.125	0.148	DOVELA 5



ENEP ARAGÓN
TESIS PROFESIONAL

CONTROL GEOMÉTRICO DEL PUENTE ATIRANTADO
" BARRANCA EL ZAPOTE "

CAPÍTULO VI : EVALUACIÓN Y RESULTADOS
MEDICIÓN DE LA VERTICALIDAD DE LAS RAMAS DEL PILÓN

FASE : DESPUÉS DE SOBRE TENSAR EL TIRANTE T-5, ANTES DE MOVER EL PÓRTICO Y HACER LA CORRECCIÓN DE 30mm EN T-5A DERECHA

FECHA:
24 DE MARZO DE 1993

HORA :
20:30 p.m.

TEMPERATURA :
25 ° C

PILÓN NODO	DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL (MTS.)			UBICACIÓN
	Dz. IZQUIERDO	Dz. DERECHO	Dz. CALCULADO	
334			0.000	TIRANTE- 14
332			0.000	TIRANTE- 12
330			0.000	TIRANTE- 10
328			0.000	TIRANTE - 8
326			0.000	TIRANTE - 6
324	0.002	0.001	0.002	TIRANTE - 4
322	0.001	0.000	0.000	TIRANTE - 2
320	0.000	0.000	0.000	RIOSTRA SUPERIOR
319	0.000	0.000	0.000	
316		0.000	0.000	
313	0.000	0.000	0.000	
310		0.000	0.000	CABEZAL
306			0.000	
302			0.000	BASE DEL PILÓN

• **INSTALACIÓN DEL SISTEMA ANTIDESPEGUE EN EL ESTRIBO No.1.**

Hasta la instalación del tirante No.5 el arreglo de tirantes sobre el pilón No.2 es simétrico, y a partir del tirante No.6 la configuración longitudinal del arreglo de tirantes es asimétrico con una relación de claro lateral a claro principal de 0.34 lo que provoca reacciones ascendentes en el claro corto debidas al desequilibrio de la relación de los claros.

Para contrarrestar estas reacciones ascendentes se diseñó un sistema antidespegue colocado en el Estribo No.1, con lo que quedó restringido el movimiento vertical del tablero en esta zona.

Por esta razón el Estribo No.1. esta diseñado para actuar como contrapeso, los tirantes posteriores (tirante No. 6 al 14 lado tierra), penetran en el estribo, anclándose en galerías diseñadas para este propósito.

Estos tirantes posteriores que se anclan en el estribo No.1 tienen mayor rigidez que los tirantes delanteros lo cual provoca que el pilón se deforme hacia atrás. Esta deformación deberá disminuir hasta tender a la posición vertical del pilón, una vez que se realice el cierre del puente, y que se coloquen todas las cargas de servicio, además de que se realice el ajuste de las tensiones en los tirantes.

Sin embargo esta inclinación del pilón no estará totalmente restaurada a su posición vertical inmediatamente después de terminar la construcción del puente.

La restauración final de la verticalidad del pilón se producirá una vez que hayan ocurrido los efectos dependientes del tiempo como son el flujo plástico y la contracción.

• **DESPUÉS DE SOBRE TENSAR EL TIRANTE 11, ANTES DE MOVER EL PÓRTICO.**

Después de realizar el sobretensado en los tirantes, el extremo del voladizo tiende a subir con respecto a su nivel previsto, este comportamiento se presentó desde el sobretensado del tirante No. 1 al tirante No.10 .

Sin embargo, después de sobretensar el tirante 11 y antes de mover el pórtico, el tablero se encontraba por debajo de su nivel calculado (13 mm en el borde izquierdo y 36 mm en el derecho), esto se debió a las falsas maniobras de tensado (errores en la calibración del equipo, así como defasamiento durante las maniobras de tensado de tirantes).

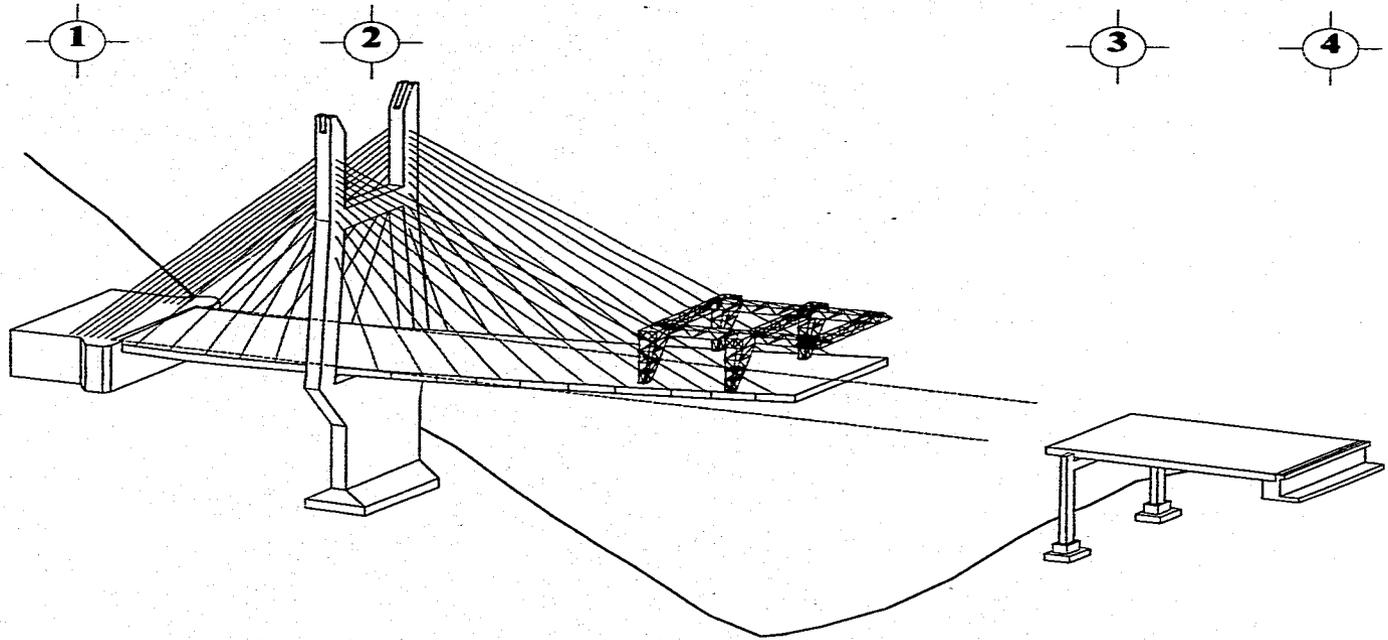
De igual manera en la tabla se puede apreciar un comportamiento alabeado de forma sinuosa en el perfil longitudinal del tablero, esto se debe a su gran flexibilidad.

En lo que respecta al pílón se puede apreciar que tiene una ligera inclinación hacia atrás, provocada por las tensiones propias de los tirantes posteriores anclados al estribo.

ENEP ARAGÓN - TESIS PROFESIONAL		CONTROL GEOMÉTRICO DEL PUENTE ATIRANTADO "BARRANCA EL ZAPOTE"		
CAPITULO VI : EVALUACIÓN Y RESULTADOS				
- NIVELACIÓN DEL TABLERO Y MEDICIÓN DE LA VERTICALIDAD DE LAS RAMAS DEL PILÓN -				
FASE :		FECHA:	HORA :	TEMPERATURA :
DESPUÉS DE SOBRE TENSAR EL TIRANTE 11 ANTES DE MOVER EL PÓRTICO.		16 DE ABRIL DE 1993	3:00 a.m.	19 ° C

NIVELACIÓN DEL TABLERO					
TABLERO		DESPLAZAMIENTO VERTICAL (MTS.)			
NODO	TESTIGO	Dz IZQUIERDO	Dz DERECHO	Dz CALCULADO	UBICACIÓN
60	P1	-0.011	-0.024	0.000	ESTRIBO No.1
42	P5	-0.022	-0.027	-0.021	APOYO A
34	P7	-0.011	-0.015	-0.025	
24	P10	-0.025	-0.024	-0.024	APOYO B
14	P13	0.004	-0.003	-0.021	
0	P16	-0.016	-0.015	-0.012	PILA No.2
1014	P19	-0.013	0.009	0.000	
1024	P22	0.006	0.023	0.019	DOVELA 2
1034	P25	0.041	0.038	0.036	DOVELA 3
1044	P28	0.063	0.061	0.055	DOVELA 4
1054	P31	0.083	0.080	0.072	DOVELA 5
1064	P34	0.104	0.103	0.089	DOVELA 6
1074	P37	0.118	0.125	0.108	DOVELA 7
1084	P40	0.148	0.148	0.134	DOVELA 8
1094	P43	0.178	0.179	0.172	DOVELA 9
1104	P46	0.219	0.215	0.228	DOVELA 10
1114	P49	0.285	0.262	0.298	DOVELA 11

MEDICIÓN DE LA VERTICALIDAD DE LAS RAMAS DEL PILÓN					
PILÓN		DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL (MTS.)			
NODO		Dz IZQUIERDO	Dz DERECHO	Dz CALCULADO	UBICACIÓN
334		-0.014	0.000	-0.011	TIRANTE- 14
332		-0.013	0.000	-0.010	TIRANTE- 12
330		-0.012	0.000	-0.009	TIRANTE- 10
328		-0.011	-0.020	-0.009	TIRANTE - 8
326		-0.015	-0.008	-0.008	TIRANTE - 6
324		-0.015	-0.011	-0.007	TIRANTE - 4
322		-0.009	-0.010	-0.006	TIRANTE - 2
320		-0.005	-0.010	-0.006	RIÓSTRA SUPERIOR
319		-0.005	0.000	-0.005	
316		-0.007	-0.011	-0.003	
313		-0.002	-0.010	-0.001	
310		0.000	-0.005	-0.001	CABEZAL
306				0.000	
302				0.000	BASE DEL PILÓN



Tablero con 11 Tirantes.

- **DOVELA 12 DESPUÉS DE ATORNILLAR AL 100 % LAS 2 VIGAS LONGITUDINALES.**

Durante las maniobras de colocación de la dovela 12 se presentó un accidente, provocando la caída de la trabe longitudinal derecha, causando la muerte del personal que la maniobraba, así como daños en la parte superior del sistema de montaje (pórtico), la causa de dicho accidente no fue establecida, sin embargo se puede suponer que se debió a la falta de capacidad de los polipastos del dispositivo de montaje.

Es importante hacer notar que durante las fases de construcción, de este tipo de puentes se pueden presentar de accidentes, desafortunadamente en este país, generalmente se ha subestimado la seguridad para el personal, permitiendo que tome mayores riesgos.

Este accidente motivó la suspensión de las actividades durante una semana, que fue el tiempo en que se tardó en reparar la trabe longitudinal y el pórtico de montaje.

La trabe longitudinal izquierda permaneció suelta de cualquier sujeción del pórtico durante varios días, sujetándose después mientras se colocaba la trabe longitudinal derecha.

El pilón se encontraba ligeramente hacia el lado agua.

- **DESPUÉS DE SOBRE TENSAR EL TIRANTE 12, ANTES DE MOVER EL PÓRTICO.**

Después de reparar los daños provocados al pórtico y a la trabe longitudinal derecha y posteriormente al atornillado al 100 % de las dos trabes longitudinales, se sobretensó el tirante 12.

En la nivelación completa realizada en todo el tablero se aprecia que en esta etapa éste se encontraba por debajo del nivel de rasante calculado.

ENEP ARAGON - TESIS PROFESIONAL		CONTROL GEOMETRICO DEL PUENTE ATIRANTADO " BARRANCA EL ZAPOTE "			
CAPITULO VI : EVALUACION Y RESULTADOS					
- NIVELACION DEL TABLERO Y MEDICION DE LA VERTICALIDAD DE LAS RAMAS DEL PILON -					
FASE :			FECHA:	HORA :	TEMPERATURA :
DOVELA 12 DESPUES DE ATORNILLAR AL 100 % LAS 2 VIGAS LONGITUDINALES			24 DE ABRIL DE 1993	6:45 a.m.	20 ° C

NIVELACION DEL TABLERO					
TABLERO		DESPLAZAMIENTO VERTICAL (MTS.)			
NODO	TESTIGO	Dz. IZQUIERDO	Dz. DERECHO	Dz. CALCULADO	UBICACION
60	P1	-0.010	-0.025	0.000	ESTRIBO No.1
42	P5	-0.019	-0.022	-0.018	APOYO A
34	P7	-0.008	-0.011	-0.022	
24	P10	-0.022	-0.019	-0.021	APOYO B
14	P13	0.005	0.004	-0.019	
0	P16	-0.017	-0.016	-0.013	PILA No.2
1014	P19	-0.015	0.005	-0.002	
1024	P22	-0.002	0.017	0.013	DOVELA 2
1034	P25	0.034	0.027	0.032	DOVELA 3
1044	P28	0.058	0.049	0.051	DOVELA 4
1054	P31	0.077	0.075	0.068	DOVELA 5
1064	P34	0.089	0.087	0.083	DOVELA 6
1074	P37	0.091	0.090	0.095	DOVELA 7
1084	P40	0.092	0.093	0.101	DOVELA 8
1094	P43	0.081	0.081	0.103	DOVELA 9
1104	P46	0.052	0.051	0.101	DOVELA 10
1114	P49	0.025	0.016	0.099	DOVELA 11
1124	P52	-0.014	-0.020	0.097	DOVELA 12

MEDICION DE LA VERTICALIDAD DE LAS RAMAS DEL PILON				
PILON		DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL (MTS.)		
NODO	Dz. IZQUIERDO	Dz. DERECHO	Dz. CALCULADO	UBICACION
334	-0.007	0.022	0.004	TIRANTE- 14
332	-0.003	0.020	0.004	TIRANTE- 12
330	-0.003	0.020	0.003	TIRANTE- 10
328	-0.006	-0.007	0.003	TIRANTE - 8
326	-0.013	0.007	0.002	TIRANTE - 6
324	0.012	0.001	0.002	TIRANTE - 4
322	0.010	0.001	0.002	TIRANTE - 2
320	0.007	0.002	0.002	RIOSTRA SUPERIOR
319	0.007	0.010	0.002	
316	0.004	-0.009	0.001	
313	0.000	-0.007	0.000	
310	0.000	-0.003	0.000	CABEZAL
306			0.000	
302			0.000	BASE DEL PILON

CAPITULO VI : EVALUACIÓN Y RESULTADOS

- NIVELACIÓN DEL TABLERO Y MEDICIÓN DE LA VERTICALIDAD DE LAS RAMAS DEL PILÓN -

FASE :
DESPUÉS DE SOBRE TENSAR EL TIRANTE 12 ANTES DE MOVER EL PÓRTICO.

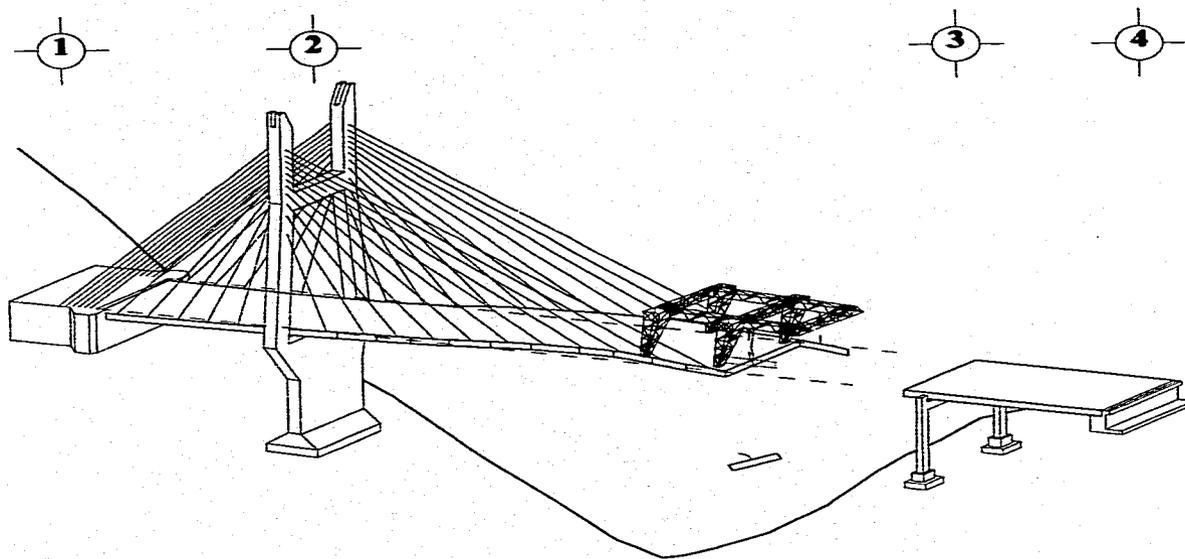
FECHA:
28 DE ABRIL DE 1993

HORA :
2:00 a.m.

TEMPERATURA :
23 ° C

NIVELACIÓN DEL TABLERO					
TABLERO		DESPLAZAMIENTO VERTICAL (MTS.)			
NODO	TESTIGO	Dz. IZQUIERDO	Dz. DERECHO	Dz. CALCULADO	UBICACIÓN
60	P1	-0.010	-0.021	0.000	ESTRIBO No.1
42	P5	-0.025	-0.025	-0.020	APOYO A
34	P7	-0.013	-0.014	-0.024	
24	P10	-0.026	-0.022	-0.024	APOYO B
14	P13	0.005	-0.001	-0.021	
0	P16	-0.017	-0.016	-0.013	PILA No.2
1014	P19	-0.022	0.002	0.000	
1024	P22	-0.007	0.012	0.015	DOVELA 2
1034	P25	0.027	0.023	0.035	DOVELA 3
1044	P28	0.050	0.042	0.053	DOVELA 4
1054	P31	0.063	0.059	0.071	DOVELA 5
1064	P34	0.076	0.078	0.087	DOVELA 6
1074	P37	0.102	0.122	0.105	DOVELA 7
1084	P40	0.124	0.133	0.126	DOVELA 8
1094	P43	0.145	0.161	0.154	DOVELA 9
1104	P46	0.173	0.194	0.195	DOVELA 10
1114	P49	0.221	0.240	0.250	DOVELA 11
1124	P52	0.278	0.299	0.319	DOVELA 12

MEDICIÓN DE LA VERTICALIDAD DE LAS RAMAS DEL PILÓN				
PILÓN		DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL (MTS.)		
NODO	Dz. IZQUIERDO	Dz. DERECHO	Dz. CALCULADO	UBICACIÓN
334	-0.029	0.010	-0.019	TIRANTE- 14
332	-0.025	0.010	-0.017	TIRANTE- 12
330	-0.020	-0.005	-0.015	TIRANTE- 10
328	-0.020	-0.018	-0.013	TIRANTE - 8
326	-0.020	0.000	-0.011	TIRANTE - 6
324	0.000	0.007	-0.010	TIRANTE - 4
322	0.000	-0.002	-0.009	TIRANTE - 2
320	0.000	0.000	-0.008	RIOSTRA SUPERIOR
319	0.000	0.006	-0.005	
316	0.000	-0.010	-0.002	
313	0.000	-0.010	-0.001	
310	0.000	-0.005	0.000	CABEZAL
306				
302				BASE DEL PILÓN



Caída de la Dovela 12

• **ANTES DE FIJAR EL TROQUELAMIENTO DEL CIERRE.**

Antes de fijar el troquelamiento de cierre, es necesario tomar en cuenta que el voladizo tiene movimiento vertical debido a los diferentes gradientes térmicos de cada uno de los elementos del puente (tirantes, tablero, pilón), y longitudinalmente debido a la dilatación térmica del tablero.

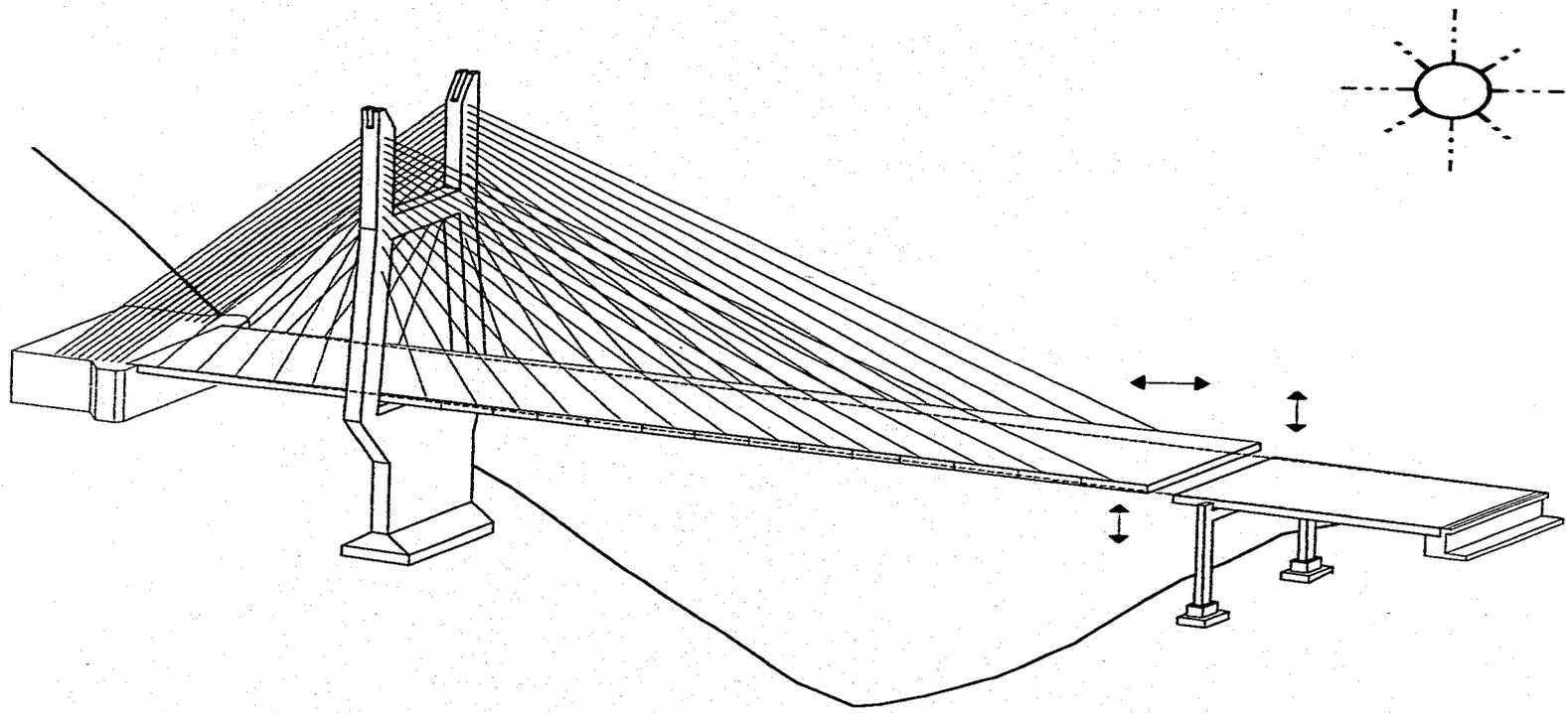
Durante el día el tablero baja y en la noche sube, por lo que para la realización del cierre del puente es necesario esperar el momento justo en que se presenta la estabilidad térmica (igualdad de temperatura en todos los elementos).

Es a partir de este momento que se inicia el cierre, troquelando los dos voladizos para igualar su nivel, auxiliándose de lastres (camiones de volteo) para facilitar el proceso, posteriormente se coloca la dovela de cierre.

Debido a que no se conoce con precisión las dimensiones exactas de la dovela de cierre, el tamaño de ésta se define en sitio en función del espacio libre entre los voladizos troquelados.

El proceso de instalación de la dovela de cierre está presentado en el capítulo III.

Es importante recalcar que todas las fases de cierre (troquelamiento, instalación de la dovela y soldadura) se deben realizar en la noche para evitar esfuerzos parásitos provocados por los efectos térmicos.



Cierre

• **ANTES DE INICIAR LA CORRECCIÓN FINAL EN LOS TIRANTES (PREVIO A LA PRUEBA DE CARGA).**

Después de realizar el cierre del puente, dismantelar el troquelamiento y cambiar los apoyos temporales utilizados durante la construcción por los definitivos para el puente en servicio, los esfuerzos en el tablero se distribuyen en toda su longitud, originando una redistribución en las tensiones de los tirantes comportándose el tablero estructuralmente como una viga continua sobre apoyos elásticos, requiriendo de un recálculo considerando el comportamiento no lineal del puente.

La redistribución de tensiones en los tirantes generadas después del cierre no proporciona una uniformidad de valores de tensión para cada uno de los tirantes, éstas tensiones están afectadas por las tensiones parciales realizadas en cada una de las fases de tensado.

Este aspecto se ve claramente en el caso del tirante T13, que presentó tensiones mayores a las previstas después del cierre como se muestra en la tabla "RESUMEN DE TENSIONES DE TIRANTES", debidas a los errores en que se incurrió durante sus fases de tensado (tensión de los tirantes para equilibrar las cargas de construcción).

Lo anterior se corrigió realizando (previo a la prueba de carga) un ajuste general en las tensiones de los tirantes por medio de alargamientos.

En la tabla de " DATOS PARA EL AJUSTE DE TIRANTES " se indica para cada tirante si el ajuste se debe realizar mediante la tuerca con gato anular, o sobre torones con gato monotorón. Los alargamientos positivos corresponden a un sobretensado, y los negativos a un destensado.

En el caso de algunos tirantes fue necesario destensar sobre torones, dado que el valor de carrera permisible de la tuerca era insuficiente para poder realizar el destensado con gato anular.

Las operaciones de ajuste se pudieron realizar de día o de noche.

Los ajustes se hicieron simultáneamente en los tirantes tierra y agua izquierdos y derechos.

El orden de ajuste fue el siguiente: Tirante 6 hasta el 14, después tirante 1 hasta el 5.

Además se realizaron mediciones topográficas en el tablero y en el pilón, diariamente a las 6:00 A.M.

Los registros de nivelaciones indicaron el avance de los ajustes de tensión a la hora de la medición.

• **DESPUÉS DE REALIZAR EL AJUSTE FINAL EN LOS TIRANTES
(PUEBTE EN SERVICIO).**

Las actividades de ajuste de tensiones que se realizaron durante el día y la noche, después de realizar el cierre del puente y de colocar las cargas de servicio, tiene como objetivo el uniformizar esfuerzos a lo largo del tablero, obteniendo a la vez la rasante deseada (calculada anteriormente), además de una contraflecha de 100 mm arriba del perfil de referencia en el centro del claro 2-3, para compensar los efectos diferidos a largo plazo de flujo plástico y contracción de la losa de concreto.

Adaptando las tensiones de cada tirante sin provocar que sean excesivas (tensiones fuera de los rangos permisibles en el cálculo), para la condición final de servicio.

Estos valores se presentan en la tabla " TENSIONES PREVISTAS Y MEDIDAS DESPUES DEL AJUSTE DE TIRANTES ".

Con estas tensiones finales el puente estaba apto para su apertura al tráfico, misma que se efectuó el 19 de julio de 1993.

Para la conservación óptima del puente se deben realizar actividades periódicas de inspección y mantenimiento en los elementos estructuras tales como en los apoyos de las pilas, pintura en el tablero, juntas de dilatación, drenes, zonas de estanqueidad en los tubos cañón, bridas en los coples de los tirantes así como una nivelación general del tablero y pesajes en los tirantes, etc. Lo anterior se detalla en el punto 6.3

ENEP ARAGÓN - TESIS PROFESIONAL		CONTROL GEOMÉTRICO DEL PUENTE A TIRANTADO " BARRANCA EL ZAPOTE "			
CAPÍTULO VI : EVALUACIÓN Y RESULTADOS					
- NIVELACIÓN DEL TABLERO Y MEDICIÓN DE LA VERTICALIDAD DE LAS RAMAS DEL PILÓN -					
FASE :			FECHA:	HORA :	TEMPERATURA :
NIVELACIÓN DEL TABLERO ANTES DE INICIAR LA CORRECCIÓN FINAL EN LOS TIRANTES.			8 DE JUNIO DE 1993	6:00 a.m.	22.4 ° C

NIVELACIÓN DEL TABLERO					
TABLERO		DESPLAZAMIENTO VERTICAL (MTS.)			
NODO	TESTIGO	Dz. IZQUIERDO	Dz. DERECHO	Dz. CALCULADO	UBICACIÓN
60	P1	-0.013	-0.021	0.000	ESTRIBO No.1
42	P5	-0.032	-0.033	0.000	APOYO A
34	P7	-0.023	-0.020	0.000	
24	P10	-0.033	-0.024	0.000	APOYO B
14	P13	0.006	0.008	0.000	
0	P16	-0.010	0.000	0.000	PILA No.2
1014	P19	-0.027	-0.009	0.000	
1024	P22	-0.030	-0.023	0.000	DOVELA 2
1034	P25	-0.021	-0.036	0.000	DOVELA 3
1044	P28	-0.018	-0.035	0.000	DOVELA 4
1054	P31	-0.019	-0.037	0.000	DOVELA 5
1064	P34	-0.022	-0.033	0.000	DOVELA 6
1074	P37	-0.014	-0.020	0.000	DOVELA 7
1084	P40	0.001	-0.008	0.000	DOVELA 8
1094	P43	0.001	0.000	0.000	DOVELA 9
1104	P46	-0.001	0.006	0.000	DOVELA 10
1114	P49	0.006	-0.003	0.000	DOVELA 11
1124	P52	0.003	-0.013	0.000	DOVELA 12
1134	P55	-0.010	-0.016	0.000	DOVELA 13
1144	P58	-0.003	-0.031	0.000	DOVELA 14
1165	P60	-0.005	-0.015	0.000	PILA No. 3
1185	P64	-0.050	-0.055	0.000	
1205	P68	0.000	-0.011	0.000	ESTRIBO No.4

MEDICIÓN DE LA VERTICALIDAD DE LAS RAMAS DEL PILÓN				
PILÓN		DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL (MTS.)		
NODO	Dz. IZQUIERDO	Dz. DERECHO	Dz. CALCULADO	UBICACIÓN
334	0.025	0.045	0.000	TIRANTE- 14
332	0.025	0.040	0.000	TIRANTE- 12
330	0.020	0.045	0.000	TIRANTE- 10
328	0.020	0.040	0.000	TIRANTE - 8
326	0.040	0.035	0.000	TIRANTE - 6
324	0.040	0.030	0.000	TIRANTE - 4
322	0.040	0.032	0.000	TIRANTE - 2
320	0.045	0.030	0.000	RIOSTRA SUPERIOR
319	0.030	0.037	0.000	
316	0.025	0.018	0.000	
313	0.020	0.010	0.000	
310	0.015	0.008	0.000	CABEZAL
306	0.000	0.000	0.000	
302	0.000	0.000	0.000	BASE DEL PILÓN

ENEP ARAGON - TESIS PROFESIONAL		CONTROL GEOMÉTRICO DEL PUENTE ATIRANTADO " BARRANCA EL ZAPOTE "			
CAPÍTULO VI : EVALUACIÓN Y RESULTADOS					
- NIVELACIÓN DEL TABLERO Y MEDICIÓN DE LA VERTICALIDAD DE LAS RAMAS DEL PILÓN -					
FASE :			FECHA:	HORA :	TEMPERATURA :
NIVELACIÓN DEL TABLERO DESPUÉS DE REALIZAR EL AJUSTE FINAL EN LOS TIRANTES.			13 DE JUNIO DE 1993	6:00 a.m.	19.8 ° C

NIVELACIÓN DEL TABLERO					
TABLERO		DESPLAZAMIENTO VERTICAL (MTS.)			
NODO	TESTIGO	Dz. IZQUIERDO	Dz. DERECHO	Dz. CALCULADO	UBICACIÓN
60	P1	-0.009	-0.021	0.000	ESTRIBO No.1
42	P5	-0.033	-0.023	0.000	APOYO A
34	P7	-0.016	-0.010	0.000	
24	P10	-0.025	-0.017	0.000	APOYO B
14	P13	0.006	0.010	0.000	
0	P16	-0.008	0.000	0.000	PILA No.2
1014	P19	-0.019	-0.014	0.000	
1024	P22	-0.002	0.026	0.000	DOVELA 2
1034	P25	0.030	0.039	0.000	DOVELA 3
1044	P28	0.055	0.057	0.000	DOVELA 4
1054	P31	0.073	0.068	0.000	DOVELA 5
1064	P34	0.084	0.079	0.000	DOVELA 6
1074	P37	0.085	0.083	0.000	DOVELA 7
1084	P40	0.090	0.083	0.000	DOVELA 8
1094	P43	0.071	0.065	0.000	DOVELA 9
1104	P46	0.050	0.045	0.000	DOVELA 10
1114	P49	0.032	0.014	0.000	DOVELA 11
1124	P52	0.023	-0.011	0.000	DOVELA 12
1134	P55	0.010	-0.007	0.000	DOVELA 13
1144	P58	-0.006	-0.028	0.000	DOVELA 14
1165	P60	-0.016	-0.013	0.000	PILA No. 3
1185	P64	-0.062	-0.051	0.000	
1205	P68	-0.004	-0.009	0.000	ESTRIBO No.4

MEDICIÓN DE LA VERTICALIDAD DE LAS RAMAS DEL PILÓN				
PILÓN		DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL (MTS.)		
NODO	Dz.	Dz.	Dz.	UBICACIÓN
	IZQUIERDO	DERECHO	CALCULADO	
334	-0.038	-0.028	0.000	TIRANTE- 14
332	-0.034	-0.027	0.000	TIRANTE- 12
330	-0.030	-0.027	0.000	TIRANTE- 10
328	-0.033	-0.028	0.000	TIRANTE - 8
326	-0.025	-0.029	0.000	TIRANTE - 6
324	-0.019	-0.031	0.000	TIRANTE - 4
322	-0.016	-0.028	0.000	TIRANTE - 2
320	-0.018	-0.028	0.000	RIOSTRA SUPERIOR
319	-0.010	-0.020	0.000	
316	-0.005	-0.017	0.000	
313	-0.002	-0.014	0.000	
310	0.000	0.000	0.000	CABEZAL
306	0.000	0.000	0.000	
302	0.000	0.000	0.000	BASE DEL PILÓN

ENEP ARAGÓN - TESIS PROFESIONAL		CONTROL GEOMÉTRICO DEL PUENTE ATIRANTADO " BARRANCA EL ZAPOTE "			
CAPITULO VI : EVALUACION Y RESULTADOS					
- RESUMEN DE TENSIONES DE TIRANTES (TONELADAS). -					
FASE : DEPUÉS DE COLOCAR LA CARPETA DE 6 cm x 16.70 m - ESTADO EN SERVICIO			FECHA: 27 DE MAYO DE 1993		HORA : 22:30 p.m.
ANTES DEL AJUSTE DE TIRANTES.					TEMPERATURA : 24 ° C

No. TIRANTE	LADO TIERRA			LADO AGUA		
	IZQUIERDO	TEÓRICO	DERECHO	IZQUIERDO	TEÓRICO	DERECHO
1	112.02	120.79	105.64	101.37	117.38	96.99
2	134.99	137.13	134.30	141.48	132.54	132.60
3	161.69	157.02	145.52	160.85	151.89	177.80
4	174.69	173.96	170.25	167.78	170.99	160.50
5	199.97	186.81	214.47	205.88	191.58	225.53
6	207.94	209.00	227.59	202.11	210.56	200.90
7	243.02	237.64	250.25	242.39	226.41	240.00
8	293.98	265.84	266.95	244.99	240.30	264.52
9	314.68	293.23	311.16	271.79	254.59	275.39
10	371.84	354.29	360.99	312.87	303.72	311.36
11	418.24	378.98	419.50	321.26	313.15	333.49
12	446.72	402.93	430.92	336.13	320.27	373.93
13	511.57	426.14	476.62	343.59	325.84	343.59
14	252.56	278.52 *	286.77	217.59	202.89	229.17

NOTA :

- LOS VALORES DE LAS TENSIONES ESTÁN DADOS EN TONELADAS Y SON POR CADA UNO DE LOS 4 TIRANTES.
- EL ASTERISCO (*) INDICA LOS DATOS PARA EL DESTENSADO DEL TIRANTE No.13

ENEP ARAGON - TESIS PROFESIONAL	CONTROL GEOMETRICO DEL PUENTE ATIRANTADO " BARRANCA EL ZAPOTE "		
CAPITULO VI : EVALUACION Y RESULTADOS			
- AJUSTE DE TENSIONES EN LOS TIRANTES POR MEDIO DE ALARGAMIENTOS (mm). -			
FASE :		FECHA:	HORA :
DATOS PARA EL AJUSTE DE TIRANTES DESPUÉS DE LA COLOCACIÓN DE LAS CARGAS DE SERVICIO Y ANTES DE REALIZAR LA PRUEBA DE CARGA.		5 DE JUNIO DE 1993	AJUSTES DE DIA O DE NOCHE.

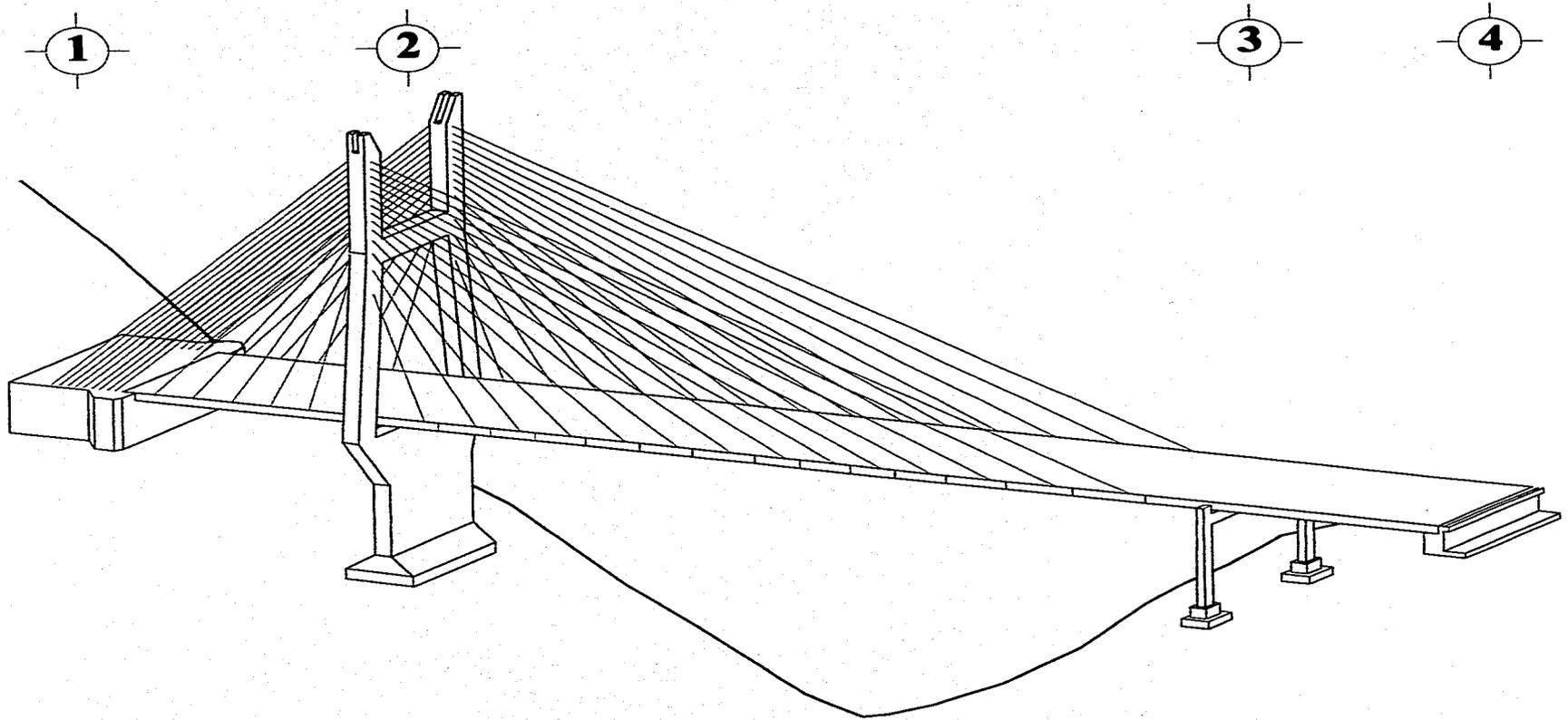
No. TIRANTE	TIRANTES LADO TIERRA		TIRANTES LADO AGUA	
	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO
1	54	61	50	63
2	53	57	14	43
3	45	66	19	11
4	62	75	39	59
5	54	41	18	0
6	78	61	44	47
7	73	73	17	20
8	51	90	33	0
9	63	75	12	0
10	65	86	-30	-35
11	17	21	-31	-67
12	-10	9	-42	-121
13	-8	-11	-43	-73
14	34	35	6	-40

NOTA :

- LOS VALORES DE ALARGAMIENTOS ESTÁN DADOS EN MILÍMETROS Y SON POR CADA UNO DE LOS 4 TIRANTES.
- EN LOS CASOS INDICADOS POR UNA ÁREA SOMBRADA EL AJUSTE SE HIZO SOBRE TUERCA.
- EN TODOS LOS DEMÁS CASOS EL AJUSTE SE HIZO SOBRE TORONES.
- EL SIGNO NEGATIVO INDICA DESTENSADO.
- SE AJUSTE PRIMERO LOS TIRANTES No.6 AL No.14 Y DESPUÉS DEL No.1 AL No.5.

ENEP ARAGÓN - TESIS PROFESIONAL	CONTROL GEOMÉTRICO DEL PUENTE ATRANTADO " BARRANCA EL ZAPOTE "																			
CAPÍTULO VI: EVALUACIÓN Y RESULTADOS																				
- TENSIONES PREVISTAS Y MEDIDAS DESPUÉS DEL AJUSTE DE TIRANTES (TONELADAS). -																				
FASE : DESPUÉS DE REALIZAR LA PRUEBA DE CARGA.					FECHA: 29 DE JUNIO DE 1993					HORA : 21:00 p.m.					TEMPERATURA : 24 ° C					

No. TIRANTE	TENSIONES MÁXIMAS				TENSIONES MEDIDAS				TENSIONES PREVISTAS				DIFERENCIAS (medidas respecto a las máximas)								
	LADO TIERRA		LADO AGUA		LADO TIERRA		LADO AGUA		LADO TIERRA		LADO AGUA		LADO TIERRA				LADO AGUA				
	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Ton	%	Ton	%	Ton	%	Ton
1	149	149	150	150	165	153	146	146	145	144	140	144	16	10	4	3	-4	-3	-4	-3	
2	155	155	156	156	174	162	150	156	156	155	148	153	19	12	7	5	-6	-4	0	0	
3	177	177	180	180	174	181	162	158	172	171	162	167	-3	-2	4	2	-18	-10	-22	-12	
4	196	196	188	188	190	186	178	181	192	190	179	184	-6	-3	-10	-5	-10	-5	-7	-4	
5	227	227	215	215	206	202	194	192	212	210	198	204	-21	-9	-25	-11	-21	-10	-23	-11	
6	266	266	233	233	234	224	220	216	240	238	219	225	-32	-12	-42	-16	-13	-5	-17	-7	
7	298	298	252	252	251	275	232	232	273	270	238	246	-47	-16	-23	-8	-20	-8	-20	-8	
8	320	320	255	255	291	287	256	249	306	303	259	267	-29	-9	-33	-10	1	0	-6	-2	
9	353	353	301	301	323	323	276	267	338	335	280	289	-30	-8	-30	-8	-25	-8	-34	-11	
10	386	386	312	312	407	434	295	289	367	364	301	310	21	5	48	12	-17	-6	-23	-7	
11	388	388	323	323	404	421	310	288	388	385	316	323	16	4	33	8	-13	-4	-35	-11	
12	390	390	335	335	403	418	318	305	407	405	330	335	13	3	28	7	-17	-5	-30	-9	
13	392	392	351	351	415	403	336	331	425	424	344	347	23	6	11	3	-15	-4	-20	-6	
14	287	287	283	283	301	293	243	243	291	291	236	236	14	5	6	2	-40	-14	-40	-14	



Rasante Final del Puente en Servicio.

6.3.- MANTENIMIENTO DEL PUENTE ATIRANTADO " BARRANCA EL ZAPOTE ".

El mantenimiento de un puente atirantado en general se presenta en dos fases. La primera consiste en las acciones preventivas, y la segunda fase en acciones correctivas.

Las acciones preventivas se refieren a la inspección o medición sistemática del puente para detectar oportunamente las anomalías que se presenten en la estructura o en sus elementos auxiliares y planear las acciones necesarias para corregirlas.

Las acciones correctivas se ejecutarán en forma extraordinaria cuando así se requieran, y consistirán en el estudio minucioso de las causas probables de las anomalías detectadas y de las alternativas de corrección.

A.1 Nivelación y alineamiento.

Se efectuaran las mediciones correspondientes para determinar la magnitud de las flechas del tablero así como su alineamiento.

Las nivelaciones, y alineamiento es necesario realizarlas entre las 6 y las 8 de la mañana, sin tránsito de vehículos y en condiciones meteorológicas favorables, registrando siempre la hora, la temperatura ambiente y cualquier otro dato meteorológico.

Las mediciones de nivelación y alineamiento se deben realizar sobre los mismos testigos que se utilizaron durante el control geométrico.

Una vez obtenidas las nivelaciones del tablero se deben comparar con las del estado de referencia.

Es indispensable que siempre se verifique la permanencia de los bancos de nivel.

A.2 Medición de la tensión en los Tirantes.

Se debe revisar y calibrar el gato y todos los instrumentos involucrados antes de iniciar las actividades de pesaje.

Las mediciones de tensión o pesaje deben realizarse durante la noche, sin suspender el tránsito.

Se deben comparar los valores obtenidos con los valores de referencia.

A.3. Determinación de la verticalidad del pilón.

Se debe medir los desplomes del pilón así como de la pila, utilizando los mismos puntos de control que se utilizaron durante la construcción.

Es necesario que se realicen todas las actividades mencionadas con anterioridad, cada vez que ocurra cualquier evento anormal, tal como un cambio de tirantes o cualquier operación que modifique en algo el funcionamiento del puente.

B.- Inspección en las dovelas

B.1. Localización de fisuras, baches, ondulaciones o corrimientos en la carpeta.

Se debe verificar el estado del material que forma la impermeabilización en la intersección de la guarnición y la carpeta asfáltica, debiéndose reponer en caso de presentar fisuras, degradación, corrimiento.

Examinar las fisuras que pudieran existir en la soldadura.

Verificar que no aparezcan manchas con un principio de formación de burbujas, escamas o un desprendimiento en la pintura.

C.- Tirantes

Se verificará visualmente que los tubos, reducciones y otras piezas de las vainas de los tirantes no tengan fallas de soldadura, rupturas, fugas de cera, grietas.

Se deben retirar los capuchones para verificar que no exista oxidación en los anclajes de los tirantes, colocándolos nuevamente de manera que se asegure una correcta estanqueidad.

En el caso de la ruptura de un tirante es posible conservar el tránsito sobre el puente, pero deberá limitarse la velocidad.

En el caso en que después de comparar las tensiones y nivelaciones medidas con respecto a las teóricas se encuentre gran discrepancia en los valores obtenidos se deberá realizar un nuevo cálculo electrónico, que proporcione los nuevos valores de tensión para los tirantes.

Cambio de la carpeta asfáltica.

No deberá aplicarse un sobre - espesor de carpeta, sino únicamente un cambio de la misma a fin de no aumentar la carga muerta, y garantizar el perfil correcto del tablero.

Frecuencias de las acciones preventivas.

CONCEPTO	FRECUENCIA
Nivelación y Alineación	Anual
Medición de la Tensión de los tirantes	Anual
Determinación del Pílon	Anual
Localización de fisuras, baches, ondulaciones o corrimientos de carpeta	Semestral
Localización de fisuras en los cordones de soldadura de unión entre dovelas	Cada cinco años
Inspección visual de las vainas	Anual
Estanqueidad de los tubos antivandalismo	Anual
Estanqueidad de los capuchones de los anclajes inferiores y superiores de los tirantes	Al año, a los 3 años, a los 5 años y después cada 5 años
Verificación de corrimiento de los torones de los tirantes	Solo en caso de encontrar gran discrepancia en los valores medidos y los valores esperados de las tensiones y nivelaciones.
Estanqueidad de los tirantes	Anual
Pintura y grado de corrosión en los tubos cañón	Semestralmente

Las inspecciones o mediciones sistemáticas programadas se deberán reportar mediante informes escritos, y a partir del análisis de los datos reportados, se evaluará si el comportamiento de la estructura es normal, y en caso contrario se establecerá la conveniencia de realizar inspecciones complementarias con más detalle, que permitan definir las acciones correctivas.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES.

- El puente atirantado es una solución en boga que permite salvar grandes claros, sistematizar los procesos de la construcción, obtener mayor velocidad en la construcción y que además proporciona una estructura elegante y estética.
- El puente atirantado es una solución antigua, pero su aplicación inicialmente se vió limitada por la falta de materiales de gran resistencia y por la carencia de herramientas de cálculo que consideraran adecuadamente todas las variables que afectan a este tipo de estructuras.
- A partir del advenimiento de las computadoras de gran capacidad, ha sido posible resolver problemas complejos de análisis estructural, esta ventaja ha permitido el resurgimiento de los puentes atirantados en la época moderna, sin embargo ahora se presenta el problema de la falta de experiencia constructiva sobre estas estructuras.
- El diseño de un puente atirantado generalmente procura limitar lo más posible los momentos flexionantes en todas las fases de construcción, seleccionando la tensión final en los tirantes de tal manera que se eliminen los momentos flexionantes en el tablero y en el pilón bajo la acción de las cargas permanentes.
- El Control Geométrico adecuado realizado durante la construcción de la superestructura del puente, permite conocer y controlar durante cada una de las fases constructivas el comportamiento real que va presentando el puente, realimentando el cálculo, para establecer los valores adecuados de tensión en los tirantes para equilibrar las cargas de construcción del puente, considerando la gran flexibilidad de éste y finalmente llegar a la geometría de proyecto.
- El objetivo del control geométrico durante la construcción no es solamente lograr una buena geometría final de la rasante del puente, sino controlar indirectamente por medio de la geometría, los esfuerzos internos de la estructura durante cualquier etapa de la construcción, y consecuentemente poder evaluar los esfuerzos en la estructura en servicio en cualquier momento mediante un control topográfico y por medio de una verificación de las fuerzas en los tirantes.

- La importancia del Control Geométrico no es tanto conocer la geometría de la estructura por sí misma, sino que a través de dicho control, se comprueba estrechamente el estado de esfuerzos de la estructura y se verifica su estabilidad, por lo que para la construcción de un puente atirantado es indispensable garantizar la participación y la interrelación entre el Proyectista, el Supervisor y el Constructor.
- Es importante recalcar que se debe respetar el tiempo necesario para las verificaciones geométricas y para la medición de las fuerzas actuantes en el puente, para poder realizar un control oportuno y preciso durante cada una de las etapas constructivas, y de esta manera evitar reparaciones en etapas próximas al término de la construcción que disminuyan la calidad y aumenten el costo de mantenimiento.
- Estas verificaciones permiten prever anomalías que pudieran presentarse durante la construcción, lo cual es muy importante para incrementar la seguridad durante las maniobras y reducir la probabilidad de accidentes.
- Para la construcción de cualquier puente atirantado es muy importante que los ingenieros tengan una preparación previa en este tema, que les permita comprender en forma general los conceptos básicos de su funcionamiento, del método de construcción y del control geométrico; en resumen es necesario los ingenieros tomen conciencia de que la construcción de un puente atirantado no es como la construcción de una estructura convencional.
- Desafortunadamente algunas empresas contratistas se vanaglorian de lograr la construcción de puentes atirantados en un tiempo récord, pero no toman en serio el control geométrico, con lo que tienen un avance de obra mal entendido (mayor volumen - menor calidad).
- Mediante este trabajo exhorto a los alumnos y a los profesores de la ENEP - ARAGÓN para que se preocupen por tener un mayor conocimiento de las grandes Obras que se han construido recientemente en México, como son los Puentes Atirantados, y a las autoridades escolares para que promuevan cursos informativos sobre este tema dentro para los estudiantes de Ingeniería Civil, para que de esta manera deje de ser un tema sólo para expertos; los cuales en su mayoría son extranjeros que el país importa para la construcción de estos puentes. Así podrá abatirse poco a poco nuestra dependencia tecnológica.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

1.- CONSTRUCTION AND DESIGN OF CABLE- STAYED BRIDGES.

Walter Podolny and Jonh B. Scalzi 1986

2.- CABLE- STAYED BRIDGES - THEORY AND DESIGN.

Troitsky, M.S.

3- PAST, PRESENT AND FUTURE OF CABLE- STAYED BRIDGES.

Leonhardt y W. Zellner.

**CABLE- STAYED BRIDGES RECENTS DEVELOPMENTS AND THEIR FUTURE
PROCEEDINGS OF THE SEMINAR, YOKOHAMA , JAPAN , 10-11 December 1991.**

4.- ERECTION OF CABLE- STAYED BRIDGES.

M. Virlogeux.

**CABLE- STAYED BRIDGES RECENTS DEVELOPMENTS AND THEIR
FUTURE PROCEEDINGS OF THE SEMINAR, YOKOHAMA , JAPAN , 10-11
December 1991.**

**5.- DEVELOPMENT OF HIGH PERFORMANCE CONSTRUCTION CONTROL
SYSTEM FOR PRESTRESSED CONCRETE CABLE -STAYED BRIDGES.**

Fumio Seki, Shigeyoshi Tanaka, Toshio Ichihashi

**THE INTERNATIONAL SYMPOSIUM FOR INOVATION IN
CABLE -STAYED BRIDGES HELD IN FUKUOKA, JAPAN APRIL 18 - 19,
1991.**

**6.- ERECCION OF CABLE - STAYED BRIDGES THE CONTROL OF THE
DESIRED GEOMETRY.**

M. Virlogeux

**PONTS SUSPENDUS ET A HAUBANS 12 AU 15 OCTOBRE 1994
CONFÉRENCE ORGANISÉE PAR L' ASSOCIATION FRANÇAISE POUR
LA CONSTRUCTION AFPC.**

- 7. - HISTORICAL DEVELOPMENT OF CABLE - STAYED BRIDGES.**
Walter Podolny, Jr. and John F. Fleming.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION Vol.98 Aug- Sep 1972
Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ASCE
- 8.- CORROSIÓN DE ACEROS PARA PRESFUERZO Y SU MITIGACIÓN**
Walter Podolny.
Subsecretaría de Infraestructura S.C.T.
- 9.- FREYSSINET MAGAZINE - JUNIO 1994.**
- 10.- SEMINARIO DE TÉCNICAS MODERNAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE
PUENTES.**
21, 22 y 23 de Junio de 1995. Taxco, Guerrero.
- 11.- SEMINARIO DE PUENTES ESPECIALES.**
ENEP-ARAGÓN. 26 al 30 de Septiembre Ciudad de México. 1994
- 12.- CONSTRUCCIÓN DE PUENTES DE HORMIGÓN PRETENSADO POR
VOLADIZO SUCESIVOS.**
Mathivat, Jacques.
- 13.- CONTROL GEOMÉTRICO Y TENSIÓN DE LOS TIRANTES DEL PUENTE
ATIRANTADO PAPALOAPAN. MÉXICO**
MEXPRESA.
- 14.- " THE EL CAÑÓN AND EL ZAPOTE BRIDGES - MÉXICO "**
CONTROL OF GEOMETRY DURING CONSTRUCTION.
Deauville International Conference. Cable -Stayed and Suspension Bridges.
Deauville - France, October - 1994.
Alain Chauvin - Hugo Alvarez Solis.
- 15.- MANUAL DE MANTENIMIENTO PARA EL PUENTE TAMPICO.**
SOGELERG.

**16.- MEMORIA DE LA 3ª REUNIÓN HISPANO MEXICANA DE TÉCNICOS EN
VÍAS TERRESTRES.**

" Puentes Atriantados " Ing. Adolfo Sánchez Sánchez.

" Puentes Lanzados " Ings. Horacio Zambrano Ramos, Carlos King Revelo.

**17.- REPORTE DE CONTROL GEOMÉTRICO DEL PUENTE BARRANCA
EL ZAPOTE.**

Alain Chauvin.- STRUCTURES

**18.- REPORTE DE ACTIVIDADES REALIZADAS EN LA ETAPA DEL
CONTROL GEOMÉTRICO EFECTUADO EN EL PUENTE BARRANCA
EL ZAPOTE.**

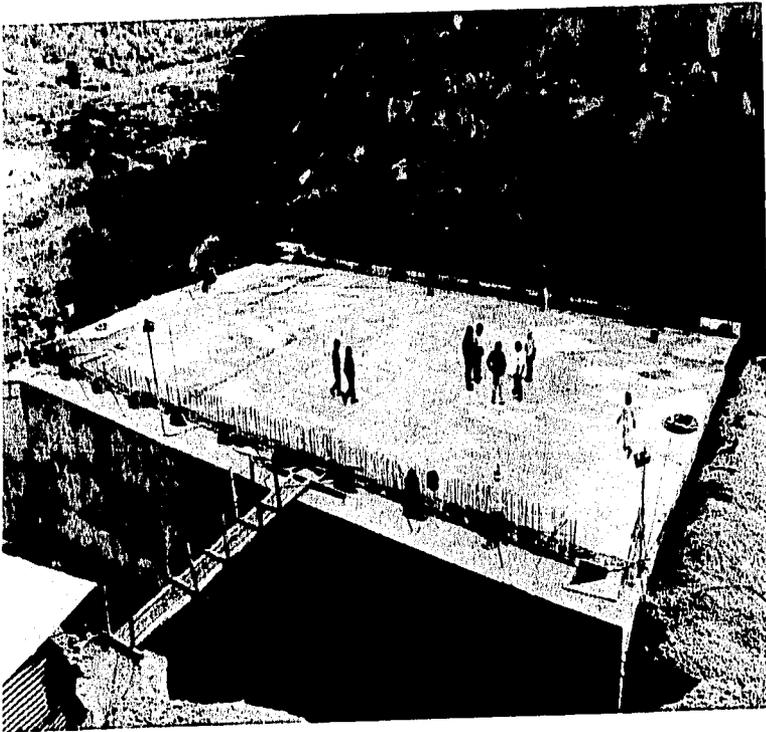
Comisión S.C.T - D.P.P.I.E. Enero - Junio 1993

Araceli Silvana Martínez García

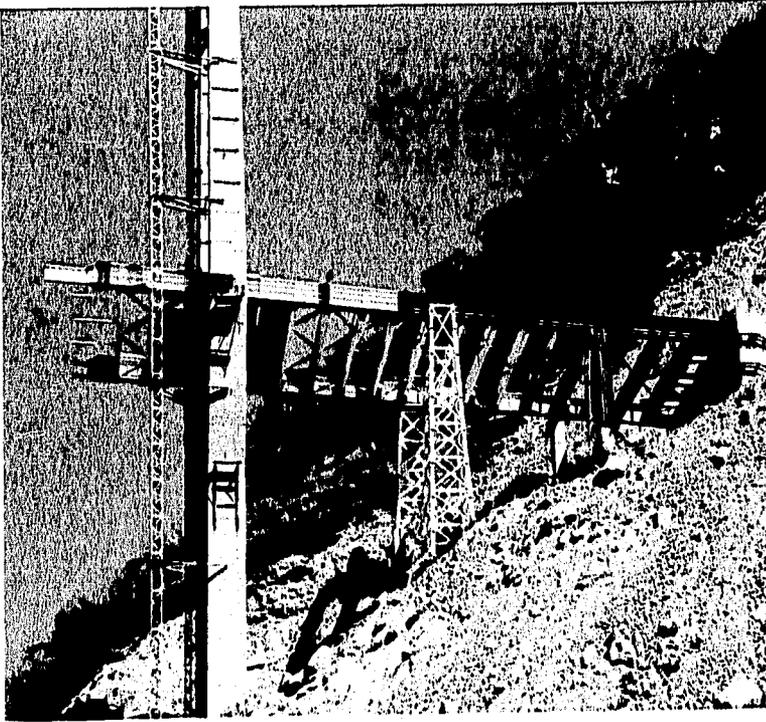
ANEXO FOTOGRAFICO



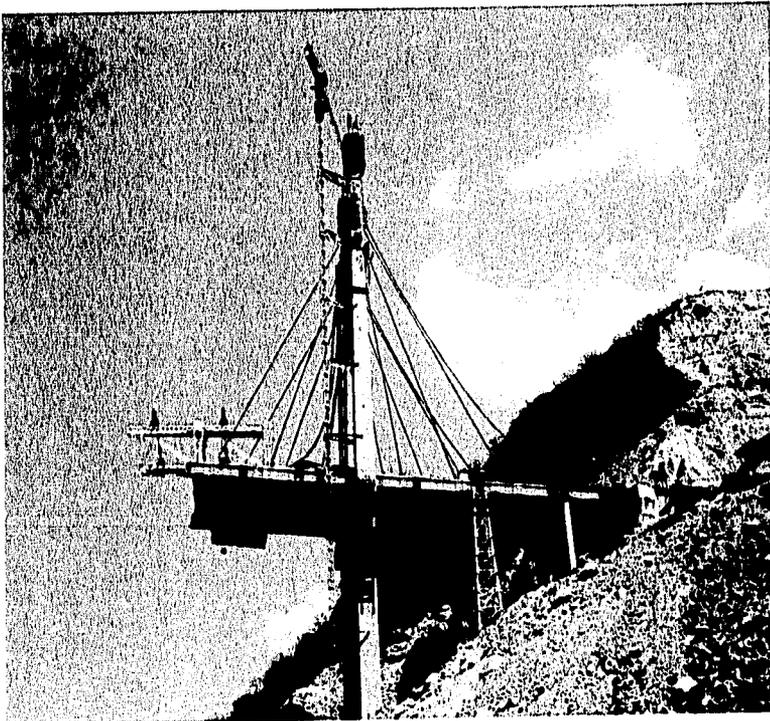
Barranca " El Zapote ", en la margen izquierda de la foto se ve la Pila No. 3 terminada y en la margen derecha el Pilón inconcluso a nivel de la riostra.



Estribo No 1, terminado apreciandose los anclajes para los tirantes (tubo cañón).



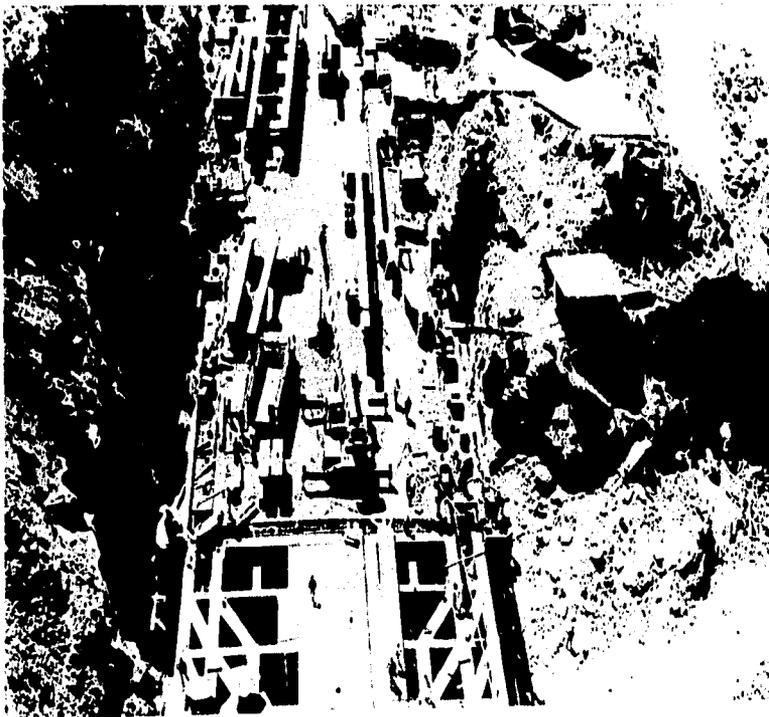
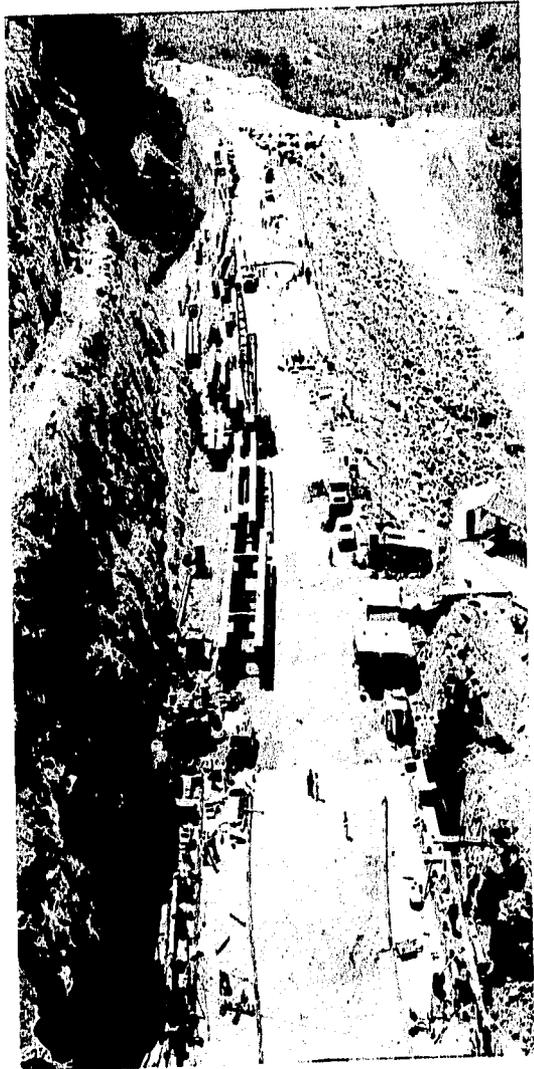
Empujado del tramo 1-2 desde los apoyos provisionales hasta el Pílon descendiendo a su nivel definitivo.



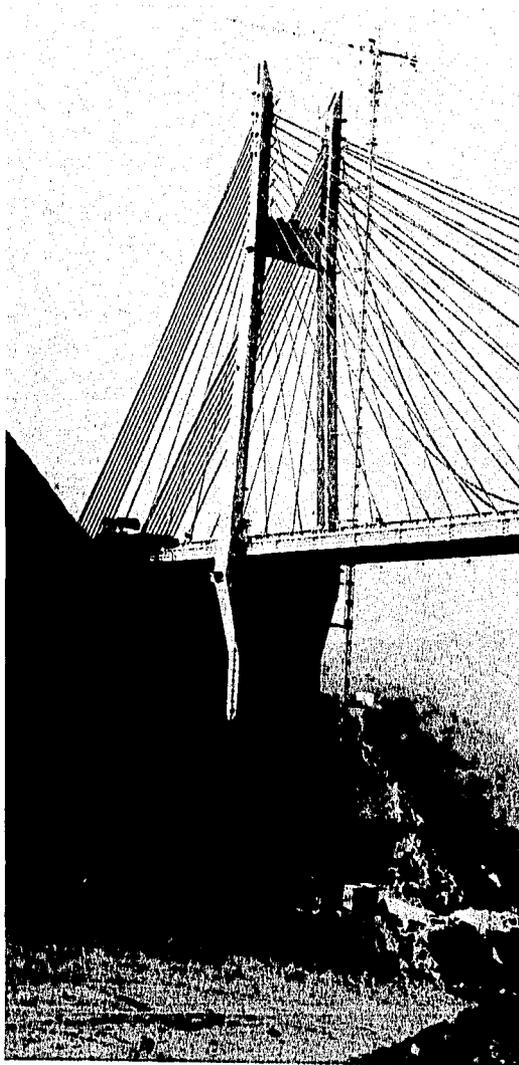
Vista lateral , montaje de las dovelas 1 a 3 del tramo 2-3, colocación de los primeros 2 tirantes observándose el pórtico de montaje.

Acceso al Estribo No. 1 se observa las piezas puente y traveses longitudinales de las dovelas, así como la vaina para los tirantes

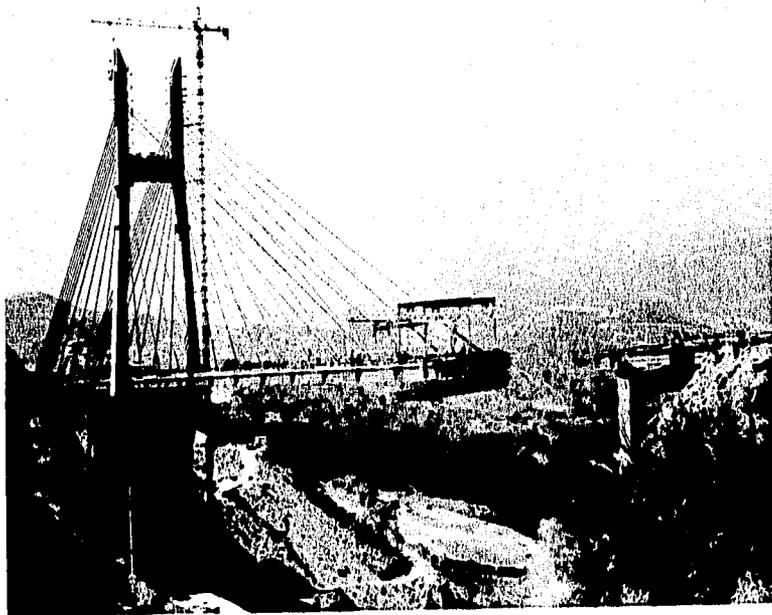
Estribo No.1 _ tramo 1-2 , equipo acarreado las piezas puente de la dovela, observandose el primer tramo empujado sin la losa de concreto.



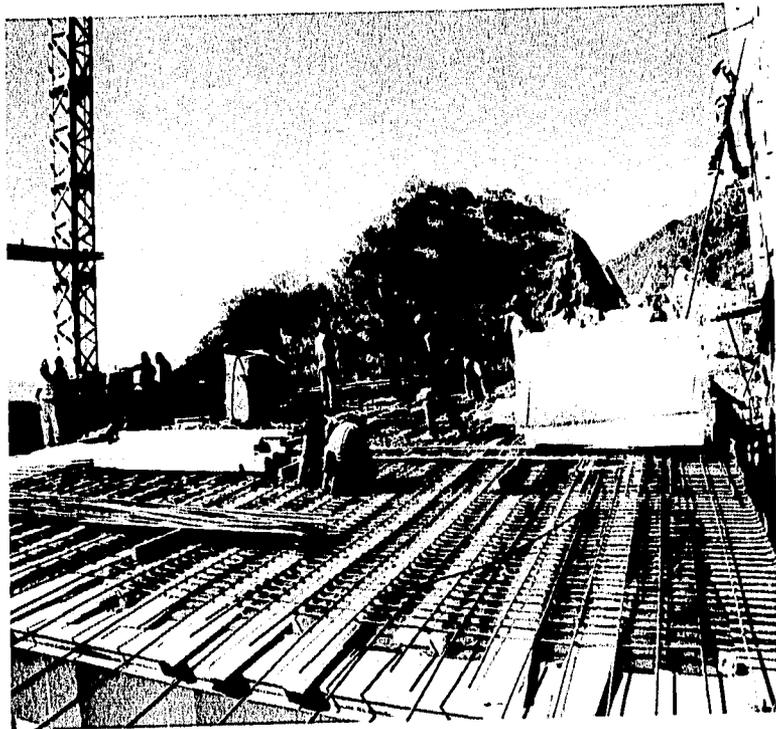
La anterior fotografía presenta una vista panorámica del puente, observando la colocación de los tirantes No. 6 , con los que se inicia la parte asimétrica del arreglo de los tirantes, así mismo se puede observar el tramo lanzado 4-3.



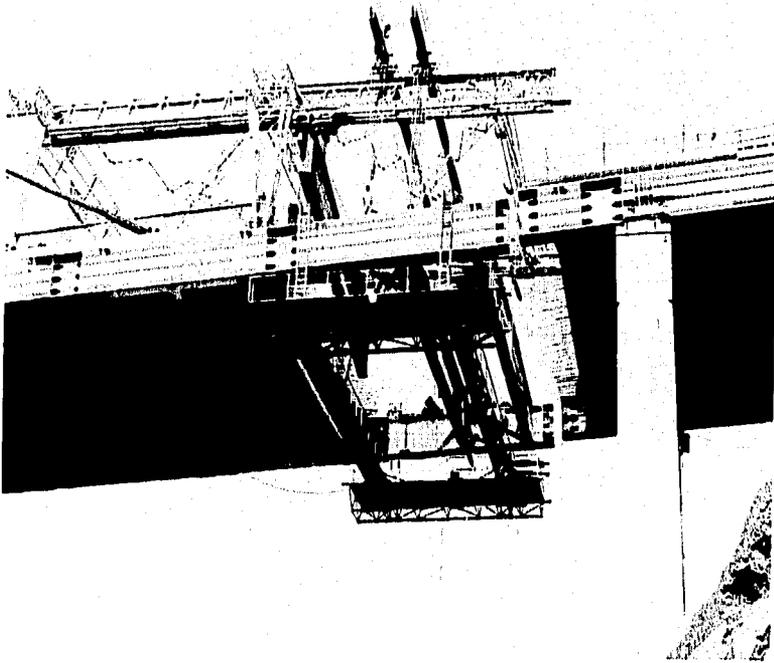
Pilón en forma de " H " , apreciándose el arreglo asimétrico de los tirantes.



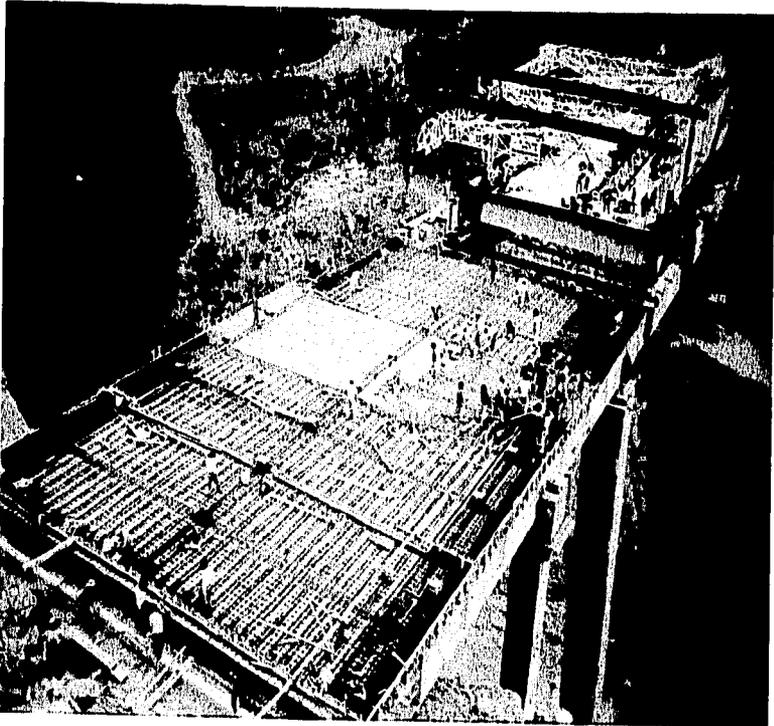
Avance de la superestructura hasta el tirante 11, se puede observar la pasarela.



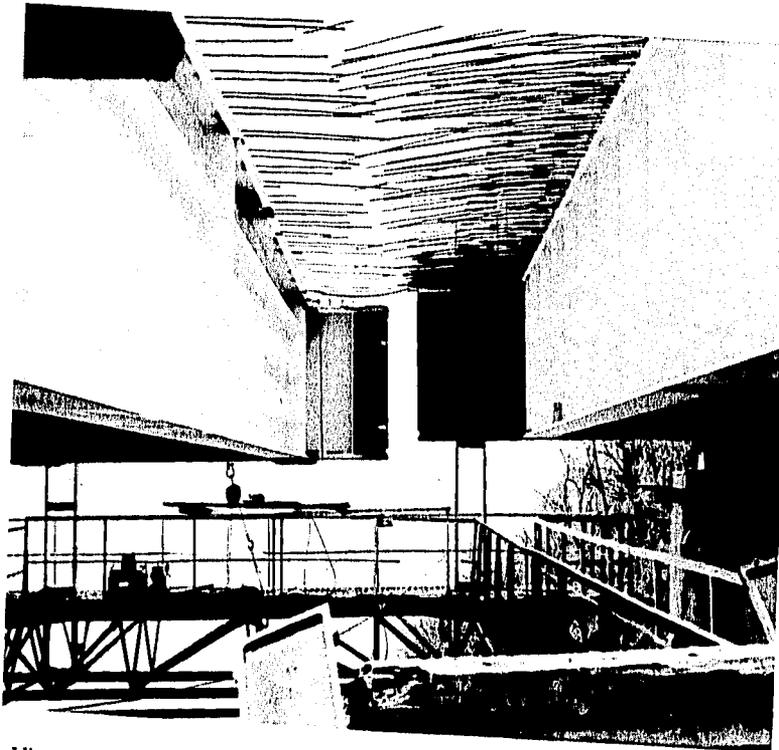
Armado de la losa



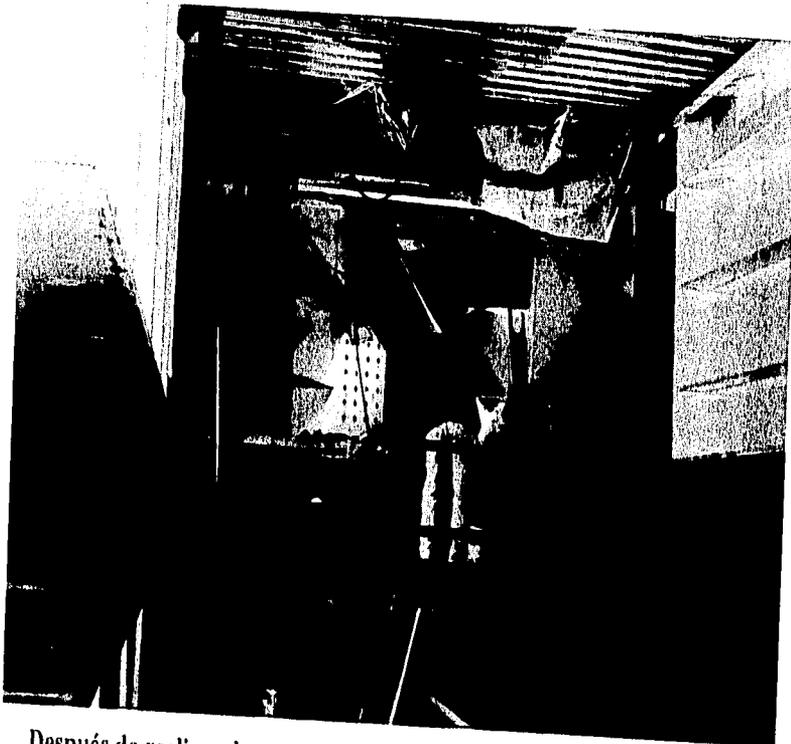
Montaje de la última dovela de 12m , se observa el montaje de la tercer pieza puente.



Vista de la parte posterior del Estribo No.4 , del armado de acero de refuerzo y del proceso de avance del colado de 16 m.



Vista de las dos puntas de los volados de los tramos 2-3 y 4-3 , se observa el movimiento del voladizo 1-2 debido a efectos térmicos.



Después de realizar durante la noche el cierre del puente, se inician los trabajos de soldadura de la dovela de cierre con lo que se finaliza la parte estructural del puente atirantado Barranca El Zapote.

TESIS URGENTES

" DON POLO "

**ESCRITORIO PUBLICO
CAMPUS ARAGON**



NOS ADAPTAMOS A SU PRESUPUESTO

**HACIENDA DE TOBACOCO No. 14 COL. IMPULSORA
SAN JUAN DE ARAGON. 500. 061**