

VÁZQUEZ CALDERÓN, LUIS MIGUEL 2005



01161

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE POSGRADO EN INGENIERÍA

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE  
PUENTES ATIRANTADOS

TESINA

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
MAESTRO EN INGENIERÍA  
(ESTRUCTURAS)

PRESENTA

LUIS MIGUEL VÁZQUEZ CALDERÓN

DIRIGIDA POR  
DR. GUSTAVO AYALA MILIÁN

CIUDAD UNIVERSITARIA  
México 2005

M 345320



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

## CONTENIDO

	Página
<b>CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN</b>	
1 Introducción	1
1.1 Generalidades	2
1.2 Objetivo del trabajo	4
1.3 Contenido del trabajo	5
<b>CAPÍTULO II TIPOLOGÍA DE DETALLES</b>	
2.1 Introducción	7
2.2 Detalles estructurales que se relacionan con el funcionamiento del puente	8
2.2.1 Estructuras de anclaje para la configuración estática del puente y ubicación de las juntas de dilatación	9
2.2.1.a Puentes atirantados con claros múltiples	18
2.2.2 Sistemas de anclaje de los cables en los pilones y en el tablero	25
2.2.2.1 Sistemas de anclaje de los cables en los pilones	27
2.2.2.2 Dispositivos de transferencia de fuerzas de los cables dentro de los pilones	35
2.2.2.2 a Estructuras de anclaje en el caso de cables de gran sección	35
2.2.2.2 b Estructuras de anclaje en el caso de cables de sección pequeña	36
2.2.2.3 Sistemas de anclaje y dispositivos de transferencia de fuerzas de los cables en el tablero.	39
2.2.3 Dispositivos de disipación de energía en los apoyos del puente	44
2.2.3.1 Conexiones estructurales en los apoyos	46
2.2.3.2 Dispositivos de control estructural para el adecuado comportamiento del puente ante las acciones sísmicas	48
2.2.4 Dispositivos de diseño aerodinámico	52
2.2.4.1 Fuerzas aerodinámicas	53
2.2.4.2 Vibración de los cables	55
2.2.4.3 Diseños especiales para mitigar la vibración de los cables	56

## CONTENIDO

	Página
2.2.4.4 Diseño aerodinámico del tablero	59
2.2.4.5 Estabilidad durante la construcción	62
2.3 Dispositivos para la evaluación del comportamiento del puente durante y después de la construcción	64
2.3.1 Niveletas y puntos de control	64

### CAPÍTULO III CONTROL GEOMÉTRICO Y NO LINEALIDAD

3.1 Introducción	68
3.2 Comportamiento no lineal de los puentes atirantados	70
3.2 .1 No linealidad del material en el caso de los tirantes	70
3.2 .2 No linealidad geométrica de la estructura	74
3.2 .2.1 Miembros a flexión	74
3.2 .2.2 Grandes desplazamientos	74
3.3 Consideraciones de los efectos no lineales en el análisis	74
3.4 Importancia del control geométrico durante y después de la construcción	81
3.4.1 Interacción proceso constructivo-cálculo estructural	81
3.4.2 Datos previos que se requieren para la obtención de flechas teóricas	82
3.4.2.1 Control del peso del dispositivo de montaje y de las deformaciones	82
3.4.2.2 Control del peso del concreto	83
3.4.2.3 Nivelación del tablero	83
3.4.2.4 Procedimiento para la toma de elevaciones	85
3.5 Fundamentos del control geométrico durante la construcción	87
3.5.1 Evaluación de las fuerzas permanentes	89
3.5.2 Definición de la condición final del puente	89
3.5.2.1 Evaluación de las tensiones en los tirantes	90
3.5.2.2 Equilibrio de las fuerzas actuantes	91
3.5.3 Proceso de análisis	93
3.5.3.1 Metodología estructural de análisis regresivo	94
3.5.3.2 Metodología estructural de análisis exacto	95
3.5.3.3 Ajuste final de las tensiones de los tirantes	96

## CONTENIDO

	Página
3.5.4 Consideraciones para el control geométrico de los tableros	99
3.5.4.1 Control geométrico en los tableros de acero	99
3.5.4.2 Control geométrico en los tableros prefabricados de concreto	100
3.5.4.3 Control geométrico en los tableros de concreto colados en sitio	102
3.5.4.4 Control geométrico en los tableros esbeltos	103
3.6 Factores que intervienen para la configuración geométrica de los tableros	107

## CAPÍTULO IV INSPECCIÓN E INSTRUMENTACIÓN

4.1 Introducción	118
4.2 Patología estructural	119
4.2.1 Patología generada en el proyecto	119
4.2.2 Patología generada durante la construcción	121
4.2.3 Patología generada en el mantenimiento	123
4.3 Inspección de puentes atirantados	124
4.3.1 Sistema de rango numérico	125
4.3.2 Sistema de rango de condiciones	125
4.3.3 Revisión de la documentación existente	127
4.4 Inspección	127
4.4.1 Control topográfico del puente	128
4.4.1a Perfil del tablero del puente	128
4.4.1b Verticalidad de las pilas, pilones y estribos	128
4.4.1c Nivelación de la cimentación de las pilas y de los estribos	128
4.4.1d Resumen de las medidas obtenidas en el levantamiento y comparación con los perfiles al término de la construcción	128
4.5 Inspección de los elementos de concreto	129
4.5.1 Localización y clasificación de las fisuras	129
4.5.1a Fisuras por temperatura	129
4.5.1b Fisuras por contracción	129
4.5.1c Fisuras por envejecimiento	129
4.5.1d Fisuras por carga	129

## CONTENIDO

	Página	
4.5.2	Desconchamientos	130
4.5.3	Localización de las zonas degradadas y señales de corrosión	130
4.5.3a	Ataques químicos	130
4.5.3b	Disolución	130
4.5.3c	Expansión	131
4.5.3d	Excesiva aflorancia, decoloración y manchas	131
4.6	Procedimiento de inspección	131
4.6.1	Inspección de los elementos de de acero estructural de la superestructura	131
4.6.1.1	Localización de fisuras	132
4.6.1.2	Conexiones atornilladas	132
4.6.1.3	Condiciones de la pintura y corrosión	132
4.6.1.4	Daños accidentales y fallas locales	132
4.7	Tirantes	132
4.7.1	Inspección visual	133
4.7.2	Inspección detallada del anclaje	133
4.7.3	Inspección de los tubos antivandálicos	133
4.7.4	Revisión de la fuerza de los cables	134
4.8	Prueba de comportamiento estructural e instrumentación	135
4.8.1	Tipos de pruebas de carga	135
4.8.1.1	Prueba de carga estática	135
4.8.1.2	Prueba de carga dinámica	136
4.8.1.3	Prueba de los efectos térmicos	137
4.8.1.4	Prueba de los efectos del viento en el tablero y en los tirantes	137
4.8.2	Puntos de mediciones	137
4.9	Instrumentación	138
4.9.1	Instrumentos permanentes	138
4.9.1.1	Cuerda vibrante para concreto	138
4.9.1.1a	Cuerdas vibrantes sin aislar	139
4.9.1.1b	Cuerdas vibrantes aisladas por conos truncados de cobre con forma cilíndrica	139
4.9.1.1c	Cuerdas vibrantes aisladas por conos truncados de cobre con forma cilíndrica, sujetos a la presión de un gato plano	139
4.9.1.2	Extensómetros de resistencia eléctrica para concreto o soldables	140

## CONTENIDO

	Página
4.9.2.2 Clinómetro	140
4.9.2.3 Sonda de temperatura	141
4.9.2.4 Rayo laser	141
4.9.2.5 Aparatos topográficos	141
4.9.2.6 Gato dinamómetro	141
4.9.2.7 Acelerómetros	141
4.10 Puntos de inspección	142
4.11 Mediciones que deben realizarse durante las pruebas	142
4.11.1 Mediciones previas	142
4.11.2 Mediciones geométricas durante las pruebas estáticas	143
4.11.3 Mediciones instrumentales	145
4.11.3.1 Mediciones instrumentales durante las pruebas estáticas	145
4.11.3.2 Mediciones instrumentales durante las pruebas dinámicas	145
4.12 Informes de las pruebas realizadas	146

## CAPÍTULO V CONCLUSIONES

5 Conclusiones	147
----------------	-----

## 1 INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la Red Carretera de Altas Especificaciones de México ha sido significativo en la última década, el cruce de áreas montañosas, grandes ríos navegables y condiciones ecológicas estrictas obligan que la configuración de los puentes sean cada vez más largos con pocos apoyos y con alturas grandes, lo que ha incrementado la construcción de Puentes Atirantados.

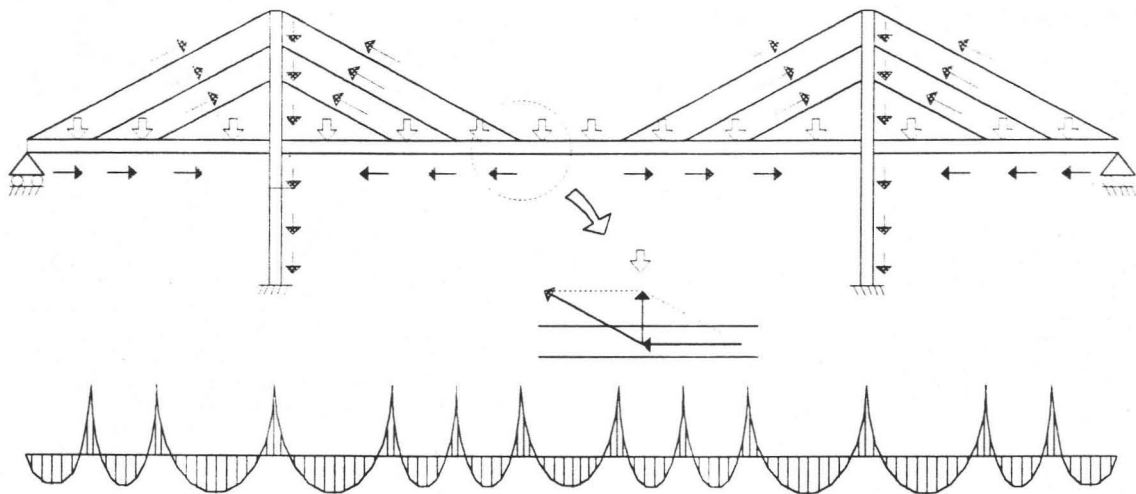
Con la experiencia adquirida de tales estructuras desde la construcción del Puente Atirantado Coatzacoalcos II en 1984, la construcción del Puente Atirantado Tampico en 1987, los puentes Quetzalapa, Mezcala, Barranca el Cañón, Barranca el Zapote, Papaloapan construidos en la década pasada, es común su diseño y construcción.

Sin embargo estas estructuras no son eternas y están expuestas a las acciones de sismos, huracanes, a la evolución de las cargas vivas vehiculares y a condiciones agresivas de contaminación ambiental, debido a su propia naturaleza flexible de la superestructura y al sistema de suspensión por medio de cables, hace necesario realizar un monitoreo permanente para conocer con precisión la evaluación del comportamiento del puente ante estas acciones, con el fin de llevar a cabo metodologías precisas para realizar los trabajos de mantenimiento y conservación.



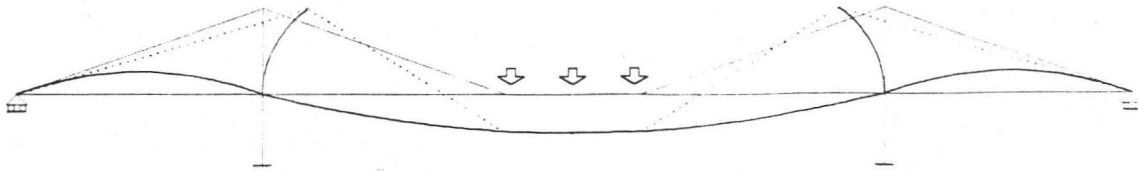
Los puentes atirantados son estructuras hiperestáticas, en donde las componentes verticales de las fuerza de tensión de los tirantes se comportan como apoyos elásticos: sosteniendo el tablero en los puntos de anclaje como una viga continua.

Las componentes horizontales de las fuerzas de los tirantes se transmiten al tablero como fuerzas compresivas, éstas fuerzas longitudinales que actúan en el tablero provocan considerables momentos flexionantes adicionales que deben tomarse en cuenta para proporcionar la seguridad estructural requerida figura 1.1.



**Figura 1.1.** Mecanismo de transferencia de cargas en los puentes atirantados.

Debido a la gran flexibilidad de los puentes atirantados, las solicitaciones no son proporcionales a las cargas aplicadas ( Teoría de primer Orden ), por lo que se debe tomar en cuenta la " no linealidad geométrica ", es decir , cualquier carga aplicada deforman al tablero y al pilón, ambas deflexiones cambian significativamente la dirección de los tirantes, y en consecuencia las componentes de fuerzas verticales y horizontales de los tirantes en el tablero figura 1.2 .



**Figura 1.2.** Cambio de la Geometría de los Puentes Atirantados debido a su flexibilidad.

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 solicitaciones suplementarias debidas a estas deformaciones ( Teoría de segundo orden ).

La condición de la calidad del puente depende en gran medida de sus detalles estructurales, de la misma forma depende de la aplicación de la experiencia del proyectista cuando elabora el proyecto, del constructor cuando lo realiza, y de su mantenimiento adecuado.

Un deficiente diseño de los detalles trae como consecuencia muchos problemas ya sea de durabilidad o de falla estructural. Un buen detalle permite una estructura definida y un flujo directo de las fuerzas y combinado con los materiales adecuados, su fabricación es sencilla y facilita la construcción.

No se puede hablar en forma general del detallado o en términos concluyentes ya que se deben tomar en cuenta las condiciones específicas de cada estructura, sin embargo para los puentes atirantados existen detalles principalmente imprescindibles y no se pueden omitir, estos detalles obviamente son los anclajes de los cables en el pilón y en el tablero, la protección contra la corrosión de los cables, los dispositivos de apoyo como son los disipadores de energía sísmica, las estructuras de anclaje ( retenidas anti-despegue, pilas puntal o muertos de anclaje ), las juntas de calzada, los topes antisísmicos, los elementos que contribuyen a la estabilidad aerodinámica ( deflectores y bordes de ataque ), los drenes, y los puntos de control ( testigos ) que se utilizan para la realización del control geométrico durante la fase constructiva y para el programa de mantenimiento en la etapa de servicio; los cuales se utilizan para obtener datos necesarios para evaluar el comportamiento estructural del puente a través de nivelaciones del tablero, verticalidad de los pilones y tensado de los tirantes en forma periódica.

Dichos puntos de control materializados en la obra, están referidos a los nodos en un modelo matemático integrado a un programa de cálculo especialmente diseñado para el análisis estructural del puente, lo que permite detectar a través de nivelaciones del tablero y de la verticalidad de los pilones cualquier anomalía referente a las posibles deformaciones inaceptables de la estructura que pudieran poner en riesgo la seguridad de los usuarios del puente.

Los puntos de control son de gran importancia, ya que por medio de éstos se puede seguir la historia del comportamiento estructural del puente durante toda su vida desde su construcción hasta su condición en un momento dado.

## 1.2 Objetivo del trabajo

El diseño de los puentes atirantados por su naturaleza flexible y altamente hiperestáticos requiere de un conocimiento especializado tanto del análisis estructural como de su control geométrico durante y después de su construcción. En los últimos veinte años se ha alcanzado un avance importante en el diseño y construcción de puentes atirantados, sin embargo todo el bagaje de las experiencias obtenidas ha sido celosamente resguardado por las empresas que se dedican a ello (supervisado por empresas extranjeras) y a la fecha no se ha difundido ampliamente con la seriedad necesaria tanto a nivel licenciatura, como en la especialidad en puentes, ni en posgrado en ingeniería el estado del arte básico para comprender lo que es un puente atirantado. Si bien se han realizado en el país seminarios de puentes, memorias técnicas o simposios; únicamente se han limitado a reseñar las hazañas de sus constructores y diseñadores, los cuales muy pocas veces (si es que nunca) han presentado los fundamentos del análisis, problemas de campo para lograr la geometría del puente, el diseño de los detalles estructurales y como realizar su mantenimiento.

El objetivo de esta tesina es dar a conocer los aspectos importantes referentes al diseño como a los detalles estructurales de los puentes atirantados, enfatizando el control geométrico durante la construcción de la superestructura, así como en las metodologías generales requeridas para poder evaluar el comportamiento del puente y planear las acciones de mantenimiento. Esto servirá de base para ampliar el estudio de los puentes atirantados, ya que si no tenemos el conocimiento básico y si no se difunde y amplía el conocimiento racional de estas estructuras acrecentaremos cada vez más la dependencia tecnológica persistente.

### 1.3 Contenido del trabajo

Este trabajo está dividido en 5 capítulos, en los cuales se describe los aspectos fundamentales de diseño, construcción y evaluación estructural para tener el conocimiento básico para obtener el criterio de que y como efectuar las acciones del mantenimiento del puente.

El capítulo I trata sobre generalidades de los puentes atirantados es decir como funcionan estructuralmente, destacando su comportamiento no lineal tanto geométrico como del material en especial a lo referente a los tirantes y a la importancia de los detalles estructurales para el buen funcionamiento del puente.

El capítulo II se expone los tipos de detalles éstos se agrupan en 2 partes, el primer grupo se relaciona con el funcionamiento del puente, es decir aquellos detalles que son intrínsecos de la manera en la cual está configurado el puente, como son las estructuras de anclaje como las pilas puntal o los contrapesos los cuales dependen de las proporciones de los claros, la ubicación de las juntas de dilatación para controlar las deformaciones ante carga viva, la inclinación óptima de los tirantes y los sistemas y dispositivos de anclaje de los cables en su extremo superior para los pilones y en el extremo inferior para el tablero. Dentro de este grupo se incluyen las conexiones estructurales y los dispositivos para mitigar las fuerzas debidas a los sismos y a las fuerzas del viento.

El segundo grupo de detalles se relaciona a los dispositivos que se utilizan para llevar a cabo el control de la geometría del puente, como son las niveletas y puntos de control; los cuales son muy importantes para poder referenciar el puente con el modelo matemático estructural de cálculo, ya sea durante la fase constructiva como en la etapa de servicio.

El capítulo III se presenta con más detalle lo que significa el control geométrico, los puentes atirantados al ser estructuras altamente hiperestáticas y flexibles, requieren que durante su construcción se limiten los esfuerzos de los elementos estructurales, al mismo tiempo que geoméricamente se obtenga la conformación de la rasante de proyecto.

Esto puede lograrse a través de estrictos procedimientos de monitoreo de las deformaciones del puente durante su construcción a través de mediciones topográficas en puntos específicos de control, ( que están referidos al modelo de cálculo ) al mismo tiempo que se va tensando los cables en cada fase constructiva; para lo cual intervienen muchos factores que tienen que controlarse o minimizarse de acuerdo al tipo de material con el que esté construido el puente y al tipo de procedimiento constructivo empleado.

Después en la etapa de servicio se requiere continuar verificando la deformación de la superestructura y la verificación de las fuerzas de tensado de los cables, ya que debido a los efectos dependientes del tiempo como son la contracción y el flujo plástico en el concreto y la fluencia en el acero, las deformaciones de la superestructura continúan presentándose provocando que la rasante teórica del puente tenga fluctuaciones, lo que hace necesario retensar los cables de acuerdo a un programa de mantenimiento.

En el capítulo IV se expone el tema de Inspección e Instrumentación de Puentes Atirantados, antes de proceder a una inspección debemos conocer las causas que motivan que la estructura tenga deficiencias estructurales, es decir conocer la patología estructural que puede tener diferentes fuentes; desde la patología generada en el proyecto, la patología generada durante la construcción y la patología generada en el mantenimiento. También en este capítulo se presenta la metodología convencional para inspeccionar los puentes atirantados considerando las pruebas de comportamiento estructural, los equipos empleados y las mediciones a efectuar; con el acopio y análisis de la información obtenida, se realiza el informe de las pruebas y se puede estar en las condiciones de emitir una conclusión de su evaluación estructural, lo que servirá para tomar las acciones preventivas o correctivas que tiendan a restablecer el grado de seguridad del puente a través de programas de mantenimiento y conservación.

En el capítulo V se presenta las conclusiones del trabajo.

## 2 TIPOLOGÍA DE DETALLES

### 2.1 INTRODUCCIÓN

Muy pocas referencias técnicas están dedicadas al detallado y muy pocos proyectistas dedican su tiempo a describir las razones por las que propusieron un diseño especial del detalle, y como fue desarrollado. Esto se debe principalmente a que el detallado se ha considerado que está basado totalmente en la experiencia, es un "arte", que no es posible sistematizar.

Aunque aparentemente esto puede ser parcialmente verdadero, no se debería aceptar ni perpetuar la subestimación de los detalles. De hecho es difícil explicar y discutir la selección de un detalle cuando se comparan 2 diferentes detalles que sirven para el mismo propósito.

Sin embargo, el detallado no es un "arte", y puede definirse como el diseño de aquellos dispositivos que absorben y transfieren el flujo de fuerzas actuantes en la estructura hacia zonas de disipación en forma adecuada, así como de los elementos complementarios que brindan protección a dichas zonas contra los efectos climáticos, y aquellos dispositivos que permiten referir el estado actual de la geometría de la estructura respecto a la geometría de proyecto.

Todo proyectista que se dedique al diseño de los puentes atirantados debe prever como se va a reparar un posible detalle ya sea por su deterioro o por circunstancias imprevistas como lo son por ejemplo el cambio de tirantes o anclajes, la preservación de la estanqueidad de las juntas, los cambios de apoyos, etc.

Así mismo deberá elaborar un programa completo de inspección y mantenimiento contemplando las medidas preventivas y correctivas que deban realizarse a los elementos y detalles estructurales que sean motivo de mantenimiento menor y especial, describiendo en forma precisa la metodología para realizar los trabajos y los periodos de tiempo en que deban de efectuarse.

En este capítulo se presentan aquellos detalles básicos que son imprescindibles para el óptimo funcionamiento estructural del puente.

Para poder identificar la tipología de detalles estos se han agrupado en dos tipos, aquellos que se relacionan con el funcionamiento estructural de las diversas secciones del puente, y aquellos que se utilizan para evaluar el comportamiento del puente durante y después de su construcción.

## **2.2 Detalles estructurales que se relacionan con el funcionamiento del puente**

2.2.1 Estructuras de anclaje para la configuración estática del puente y ubicación de las juntas de dilatación.

2.2.2 Sistemas de anclaje de los cables en los pilones y en el tablero.

2.2.3 Dispositivos de disipación de energía en los apoyos del puente

2.2.4 Dispositivos de diseño aerodinámico

## **2.3. Dispositivos para la evaluación del comportamiento del puente durante y después de su construcción.**

2.3.1 Niveletas y puntos de control

### 2.2.1 Estructuras de anclaje para la configuración estática del puente y ubicación de las juntas de dilatación.

En cualquier tipo de estructura de puente, una de las primeras consideraciones de diseño es la forma de equilibrar los claros. Los Puentes Atirantados en la mayoría de los casos, se han utilizado para atravesar ríos navegables donde los requerimientos de navegación han dictado las dimensiones del claro principal.

Debido a que el tablero está sostenido desde arriba por los tirantes, los puentes atirantados son ideales para cruzar barreras naturales, tales como ríos anchos y barrancas profundas igualmente para puentes peatonales y vehiculares en cruce de carreteras interestatales o en áreas de gran desarrollo urbano, además pueden proveer claros largos no obstruidos por pilas.

*Los arreglos de claros son de 3 tipos básicos:*

- *Dos claros, simétricos o asimétricos*
- *Tres claros*
- *Claros múltiples.*

Las experiencias obtenidas en el diseño de puentes atirantados con dos claros asimétricos indican que la longitud del claro mayor está en el rango del 60 al 70 % de la longitud total, o planteado de otra manera la proporción del claro menor al claro mayor es de 0.43 a 0.67.

La excepción son los *Puentes Batman y Bratislava* fig. 2.1, que tienen relaciones del 80 % ( relación del claro menor al claro mayor de 0.25 ). Sin embargo estas dos estructuras no tiene distribuidos los tirantes traseros a lo largo del claro corto; éstos están concentrados dentro de un simple anclaje posterior en el estribo.

De manera similar para estructuras de tres claros la proporción del claro central a la longitud total es aproximadamente del 55 % ( la relación del claro lateral al claro central es de 0.4 ).



En estructuras de claros múltiples, los claros centrales comúnmente son de igual longitud, con la excepción de los claros laterales que conectan a los accesos o a los estribos.

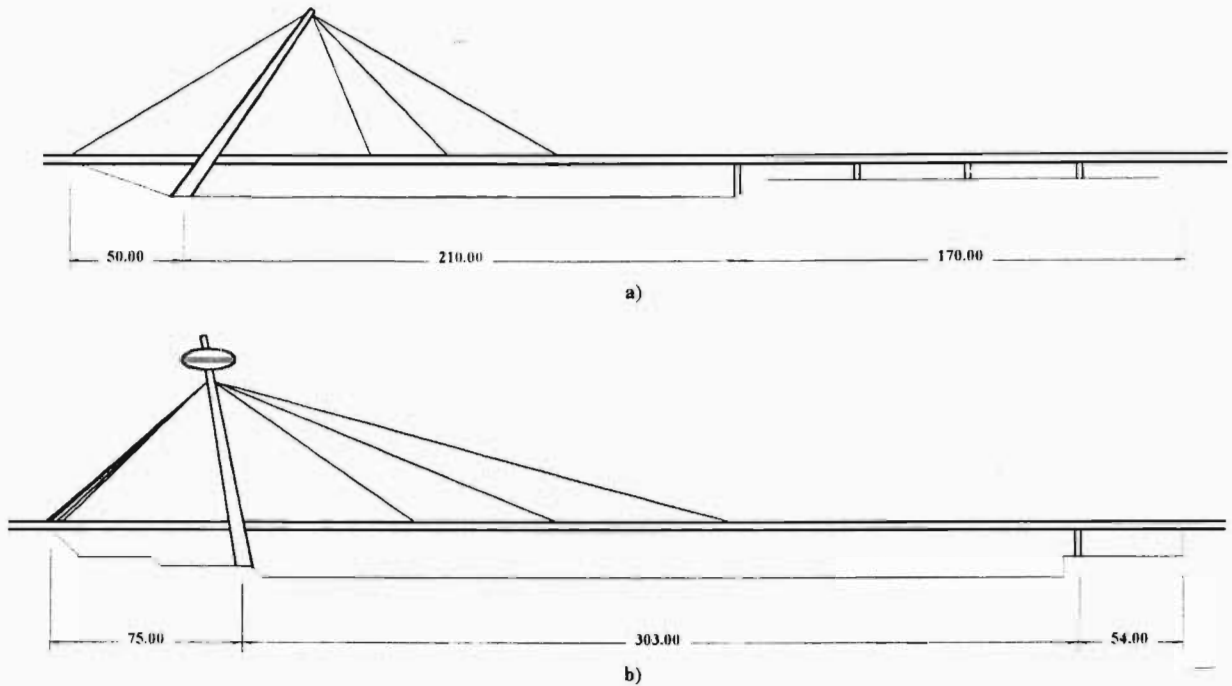


figura. 2.1.- Puentes Atirantados de Dos Claros:  
a ) Batman , Australia ; b ) Bratislava Checoslovaquia.

La relación del claro lateral (c.l ) al claro central (c.c) influye en el rango de esfuerzos ocasionado por la carga viva, principalmente en los tirante posteriores el cual fija la cabeza del pílón al estribo. La carga viva ubicado en el centro del claro incrementa estos esfuerzos y la carga viva ubicado en los claros laterales los disminuye.

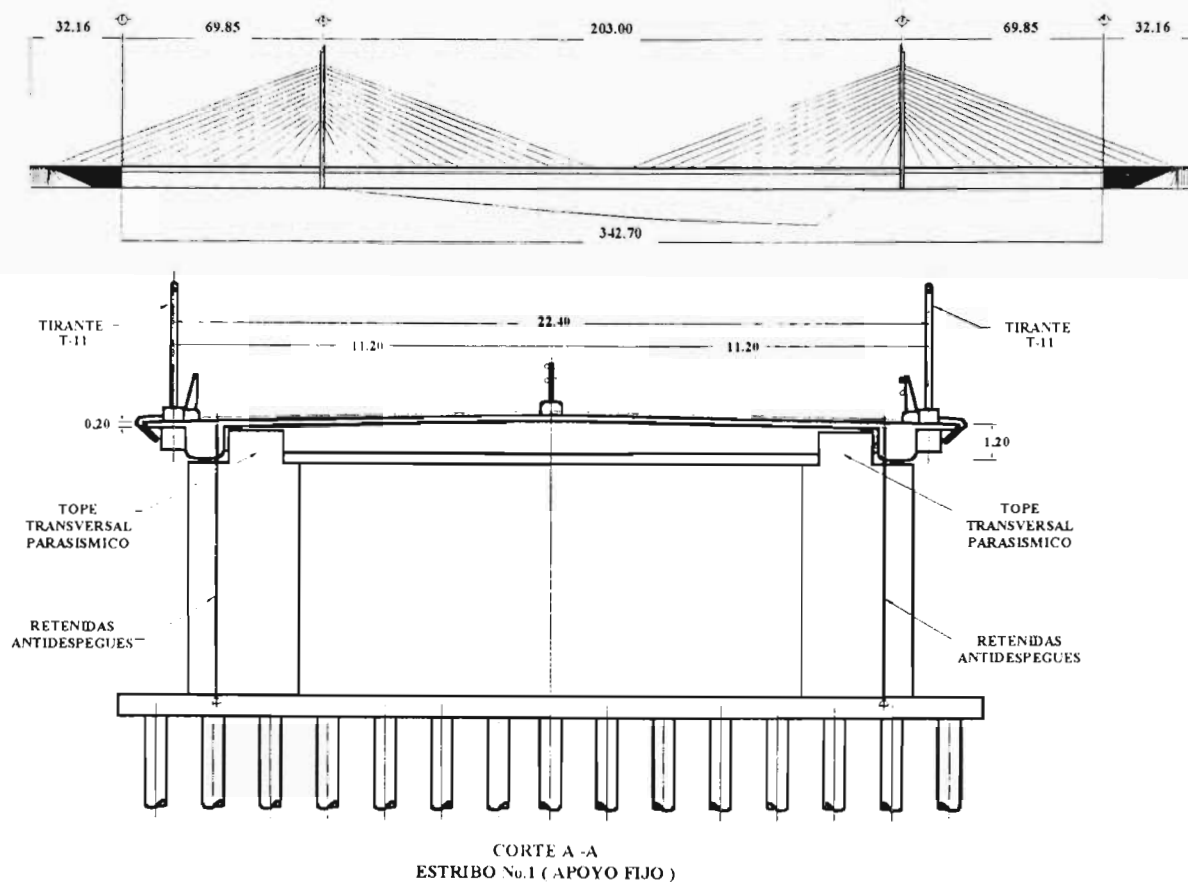
Aumentando la longitud de los claros laterales más de lo requerido por condiciones estructurales (  $c.l / c.c > 0.4$  ), no es adecuado, porque se afecta el funcionamiento de toda la estructura, en este caso, algunos tirantes pueden omitirse de la acción porque éstos no tendrán la reserva necesaria en tensión bajo carga muerta y los tirantes traseros pueden aproximarse a una condición cercana de aflojamiento.

Los tirantes traseros, están sujetos a mayores amplitudes de rango de esfuerzos, que deben mantenerse por debajo de la capacidad de fatiga de los tirantes.

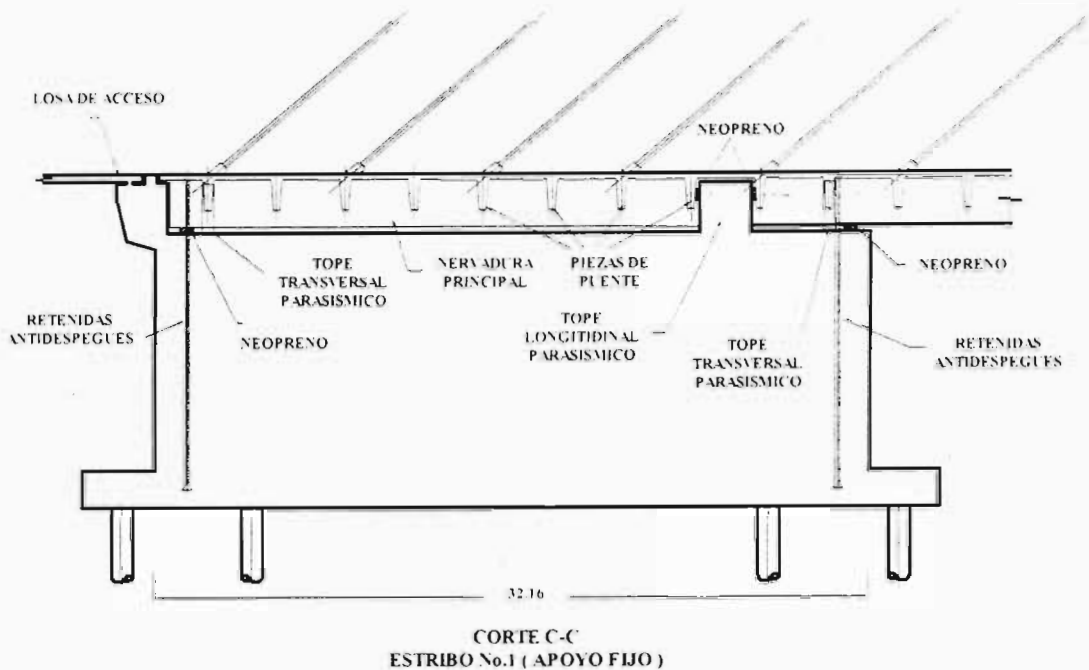
La relación entre el claro lateral y el claro central, influye también en la magnitud de la componente vertical de los tirantes traseros en el anclaje del estribo, así como en los requerimientos de la capacidad de la cimentación del propio estribo. Esta fuerza de anclaje disminuye con el aumento de la relación  $c.l / c.c$

La deficiencia del sistema atirantado con claros laterales reducidos consiste en aumentar las reacciones negativas de los apoyos extremos, los cuales requieren diseños especiales ( dispositivos anti-despegue o contrapeso ).

Por ejemplo en el puente Papaloapan (México) estructura simétrica de 3 claros figura 2.2 y 2.3 el tablero requirió de sistemas anti-despegues en los estribos consistiendo de cables de presfuerzo anclados en éstos.



**Figura 2.2.** Vista frontal del Estribo No.1 del puente Papaloapan ( México) apreciándose el anclaje de la estructura

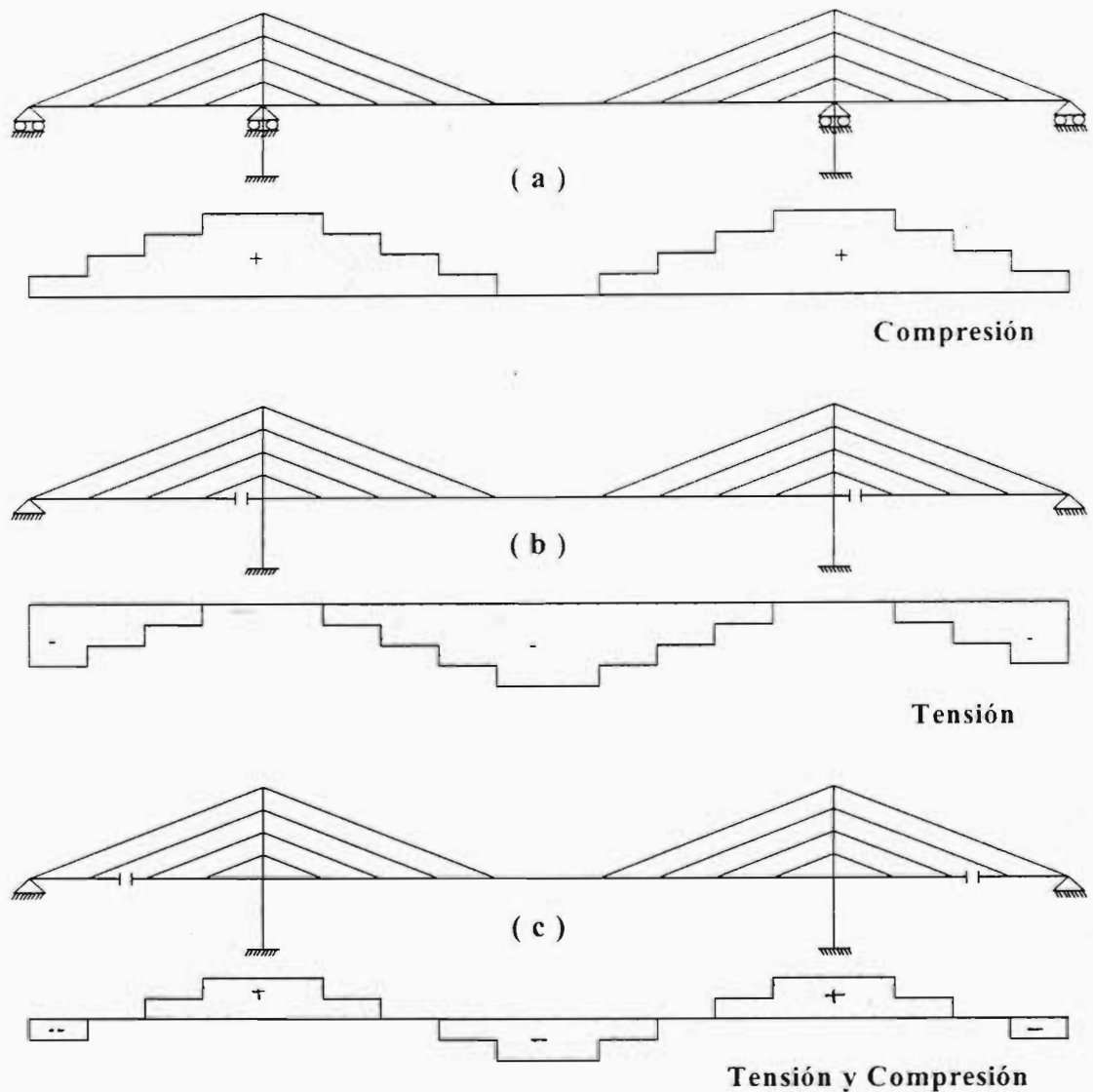


**Figura 2.3.** Vista lateral del Estribo No.1 del Puente Papaloapan donde se puede apreciar el detalle de las retenidas anti-despegue ancladas al tablero

La forma en la cual las cargas de la estructura son transmitidas a la cimentación afecta la respuesta de la rigidez en la estructura y la magnitud de fuerza axial en el tablero. Para Puentes Atirantados largos puede ser deseable y práctico considerar los efectos de las juntas de expansión y su localización en la estructura.

Consideremos la estructura ilustrada en la figura 2.4 ( a ) bajo la acción de una carga uniformemente distribuida. Debido a que los apoyos no están restringidos para resistir la componente de fuerza horizontal del cable, la distribución de la fuerza axial en el tablero puede ser como la ilustrada, fuerza cero o cercanamente a cero en el centro del claro principal, con una compresión máxima en los pilones.

Las principales fuerzas axiales en el tablero son las cargas de compresión, así el sistema esta definido como un sistema de anclaje propio.



**Figura 2.4.** Fuerzas Axiales en el Tablero :

( a ) anclaje propio, ( b ) totalmente anclado, y ( c ) parcialmente anclado

Si en este sistema se le adiciona una restricción horizontal en los estribos y se le complementa con juntas de expansión en el pilón, la distribución de fuerza axial se altera, figura 2.4 ( b ). El sistema ahora tiene la máxima tensión en el centro del claro principal y cero fuerza en los pilones.

Todas las fuerzas axiales en el tablero están en tensión, por consiguiente este sistema está definido como totalmente anclado externamente por estribos o pilas.

Con las juntas de expansión en el pílón, el claro central únicamente está fijado horizontalmente por los cables y por su propia rigidez de flexión lateral.

Con las cargas vivas situadas en una mitad del claro central ocurre un desplazamiento horizontal, y debido a que la carga muerta uniformemente distribuida tiene un efecto estabilizante, la magnitud del desplazamiento además de la rigidez, es una función de la relación entre la carga muerta y la carga viva.

Si únicamente se utilizara una junta de expansión en uno de los pilones, el sistema actuaría como totalmente anclado bajo carga muerta. Bajo carga viva, aquella porción del tablero conteniendo un claro lateral y el claro central actuaría como un sistema parcialmente auto - anclado. Sin embargo, la simetría sería destruida y pueden resultar momentos flexionantes y distorsiones no deseadas.

Para reducir la magnitud de la fuerza axial, ya sea compresión o tensión, es deseable combinar los sistemas de anclaje propio y totalmente anclado como un sistema parcialmente anclado. Esto puede lograrse proporcionando restricción horizontal en los estribos sin juntas de expansión, si se puede ajustar la inducción de fuerzas térmicas, o con las juntas de expansión localizadas en los claros extremos, figura 2.4 ( c ).

En este sistema, el tipo de fuerza axial en el tablero varía en toda la longitud, con la máxima compresión en el pílón y la máxima tensión en el centro del claro principal. Puesto que únicamente los primeros cables en los claros extremos están anclados a los estribos, la deformación flexionante del claro central estará influenciado no solamente por la deformación de los cables, si no también por la deformación flexionante en los claros extremos.

La rigidez del claro central puede incrementarse por pilas o estribos sosteniendo los claros extremos en los puntos de anclaje de los cables. De esta manera la componente vertical de la fuerza del cable es resistida por el tablero. Si la pila no esta articulada, la distribución de fuerza horizontal está en función de la rigidez relativa entre el tablero y las pilas, con el resultado de que se introduce flexión a la pila.

En la figura 2.5 ( a ) se ilustra la deflexión del tablero en una configuración en forma de arpa con carga viva en el claro central, y en la figura 2.5 ( b ) está ilustrado la deflexión por carga viva en un claro lateral y en una mitad del claro principal. Como puede suponerse la estructura apoyada en los claros laterales tiene mayor rigidez.

Cuando se coloca en los pilones una restricción vertical ( apoyo ) para soportar el tablero, puede ocurrir en él relativamente grandes momentos flexionantes negativos. Para minimizar estos momentos y suavizar principalmente los momentos del tablero este apoyo se omite, y el apoyo en el tablero está proporcionado por la adición de tirantes próximos al pilón. De esta manera la condición elásticamente deformable del apoyo proporcionado por los tirantes, está prolongado por los pilones.

Los apoyos para cargas horizontales transversales ( viento ) se ubican de tal manera que actúen directamente sobre las piernas del pilón. Estos apoyos deben permitir cambios angulares en el plano horizontal del tablero debido al viento, la práctica ha demostrado que éstos deben tener un espacio libre de aproximadamente 5 mm para permitir movimientos verticales y horizontales en el tablero.

Los apoyos contra el viento o bloqueadores de viento normalmente se colocan en los extremos del claro para permitir movimientos longitudinales del tablero y rotación en el plano horizontal y vertical. Estos apoyos por lo general se localizan sobre el eje central longitudinal del Puente.

Para ajustar las fuerzas longitudinales ( frenaje ), se pueden proporcionar apoyos fijos en uno o dos puntos cualquiera de la estructura , ya sea en los claros extremos o en el pilón. La ubicación de los apoyos para cargas longitudinales deben tomar en cuenta la expansión térmica y la contracción.

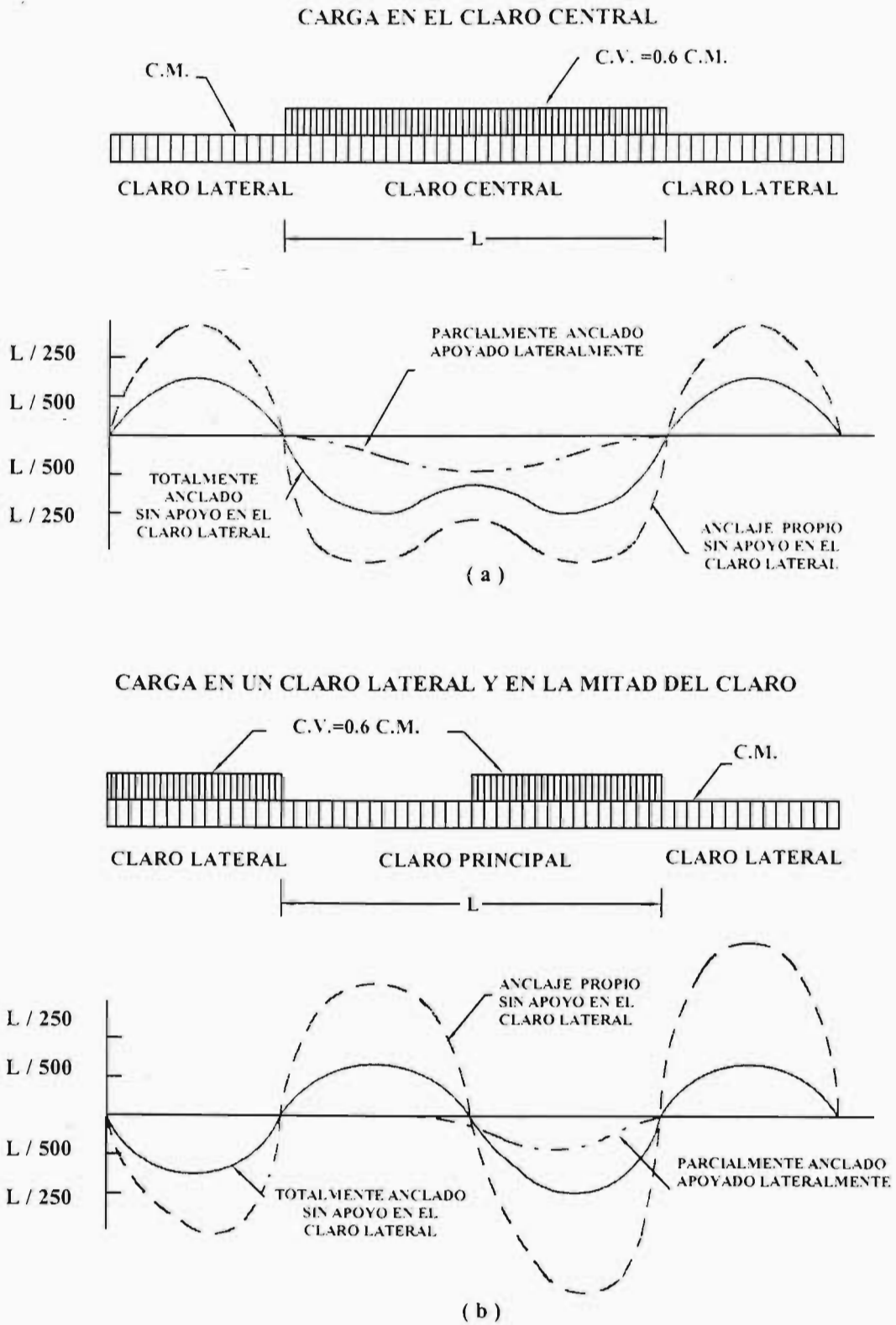


Figura 2.5 ( a ) y ( b ) Deflexiones del Tablero.

En zonas sísmicas los apoyos deben diseñarse para limitar los movimientos bajo condiciones de servicio y para disipar este movimiento si ocurre la acción sísmica extrema. De esta manera el daño en los pilones y las pilas se pueden minimizar o evitar.

Cerca de los extremos del claro existe una condición para el tirante posterior anclado al tablero, el tablero está anclado a la pila, ocurriendo grandes cambios angulares en la rasante y, posiblemente como resultado esté localizado allí mismo una junta de expansión.

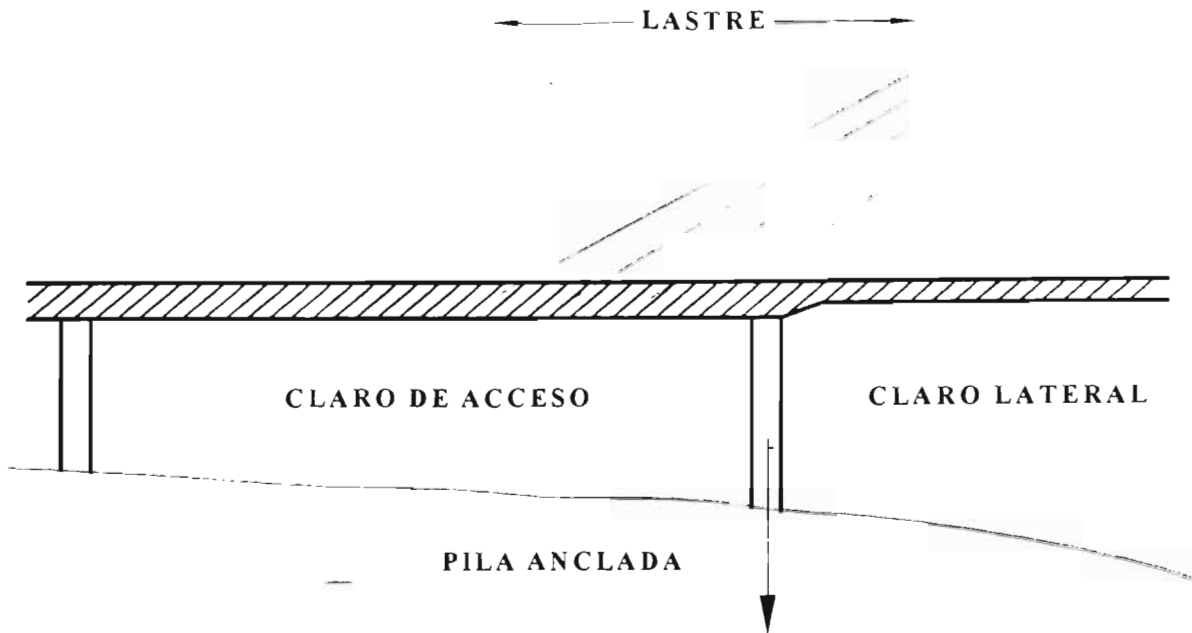
Como resultado, la localización del detalle no es únicamente el problema del congestionamiento, sino también tiene un mayor interés en que las juntas de expansión permitan el paso del agua pudiendo ocurrir una situación potencialmente peligrosa de corrosión en el dispositivo de anclaje.

Una solución a este problema es permitir que el tablero sea continuo a través de la pila anclada incorporándose al primer claro de acceso, figura 2.6 o proporcionar una junta articulada en el primer claro de acceso como en el Puente Coatzacoalcos II

De esta manera las fuerzas ascendentes del tirante posterior pueden ser contrarrestadas por el peso del claro contiguo y por lastre de concreto dentro del peralte del tablero extendiéndose a ambos lados de la pila anclada.

Esta continuidad también permite la distribución de los tirantes posteriores sobre la longitud del tablero detrás del anclaje de la pila. Entonces, la junta de expansión se puede reubicar a una distancia de la línea central del anclaje de la pila y apartado de cualquier dispositivo de conexión.

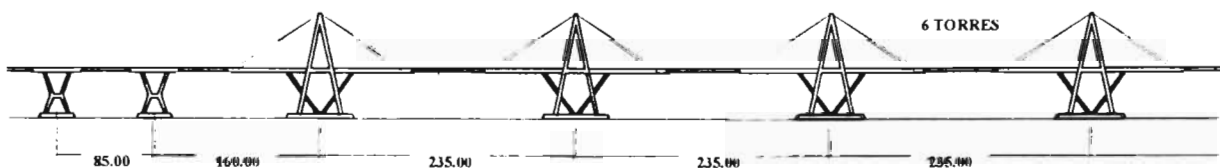




**Figura 2.6.** Continuidad del tablero en un claro corto cercano al tramo atirantado para evitar grandes cambios angulares.

### 2.2.1 a PUENTES ATIRANTADOS CON CLAROS MÚLTIPLES.

La mayoría de los Puentes Atirantados que han sido construidos son del tipo de tres claros simétricos o dos claros asimétricos. Estas estructuras fueron construidas con el arreglo de tres o dos claros debido en gran parte a que se requirió de un claro principal de navegación para las vías fluviales, ocasionalmente en el caso de suceder una situación de varios claros largos o una estructura en viaducto, es recomendable utilizar pilones rígidos en forma de "A" los cuales se orientan transversalmente al puente para conducir los grandes momentos del voladizo a la cimentación como el *Puente Maracaibo* ( Venezuela ) con sus marcos distintivos en forma de "A", figura 2.7.

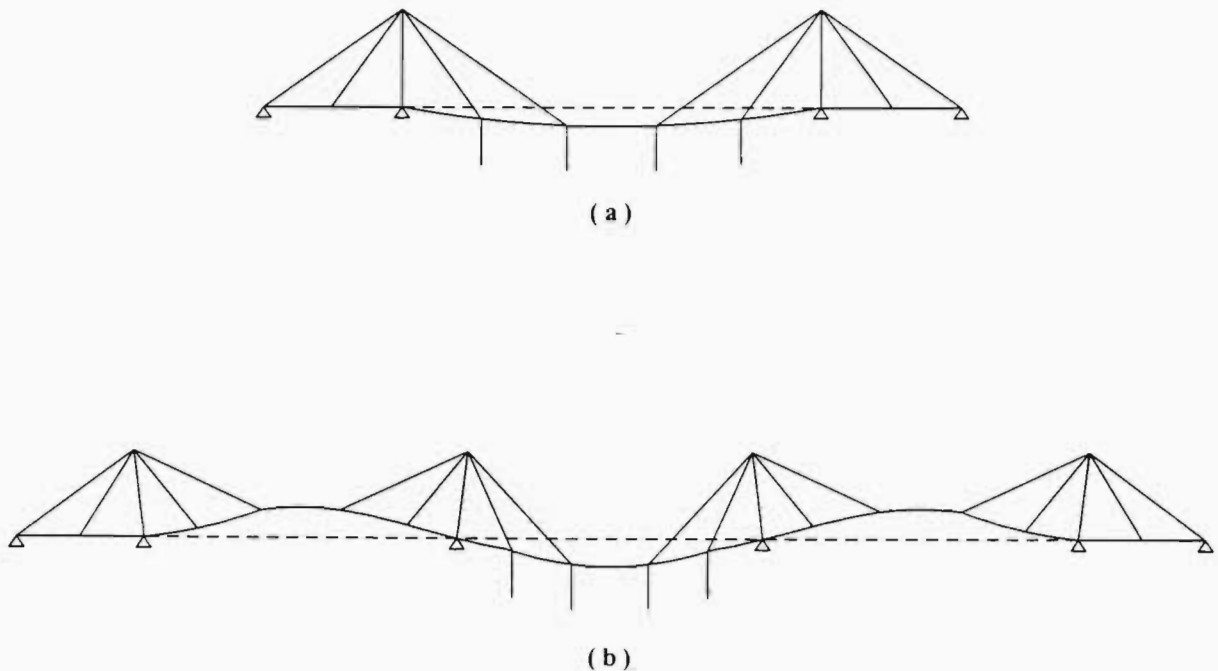


**Figura 2.7** Puente Maracaibo ( Venezuela ).

En un Puente Atirantado ordinario de dos o tres claros, el desplazamiento de la parte superior del pilón está controlado por el tirante o tirantes posteriores, los cuales están anclados para rigidizar el tablero, y la componente vertical de los tirantes están resistidas por una pila anclada, este arreglo rigidiza el claro principal.

En un Puente de claros múltiples con varios claros principales iguales, los desplazamientos de la parte superior de los pilones interiores no pueden estar restringidos o controlados, debido a que allí no existen tirantes posteriores o tirantes anclados a las pilas. La rigidez de un claro depende de la rigidez o deformación de los claros adyacentes y los pilones.

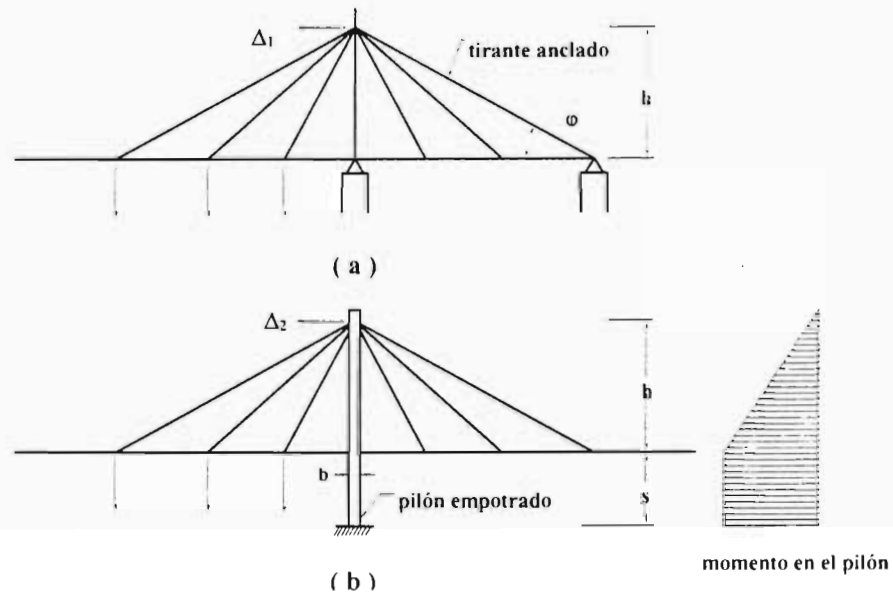
Para una distribución de carga asimétrica con respecto a un pilón interior, que es, un claro cargado y un claro adyacente descargado, ocurre una rotación interior en el sistema atirantado provocando una deflexión no deseada en el claro cargado, fig.2.8.



**Figura 2.8.** Deflexión del Tablero de un Puente Atirantado con :  
( a ) un claro principal, y ( b ) tres claros principales.

En la figura 2.9 están ilustrados dos sistemas atirantados radiales con carga sobre el lado izquierdo del pílón. El sistema de la figura 2.9 ( a ) tiene un apoyo vertical en el extremo derecho y en consecuencia, está anclado un tirante posterior.

El sistema de la figura 2.9 ( b ) tiene un pílón resistente a momento el cual se supone que tiene una sección transversal constante en su toda su altura.



**Figura 2.9.** Sistema Atirantado con un extremo cargado:

( a ) Sistema con un tirante anclado ( tirante posterior ), y ( b ) Sistema con un pílón empotrado.

La deflexión de la parte superior del pílón para el sistema representado en la figura 2.9 ( a ) está designado como  $\Delta_1$  y para el pílón de la figura 2.9 ( b ) está designado como  $\Delta_2$  .

La magnitud de estas deflexiones están determinadas por las siguientes ecuaciones:

$$\Delta_1 = ( h / \text{sen} \phi \cos \phi ) ( \sigma_{fc} / E_c )$$

$$\Delta_2 = [ ( 2 h^2 + 6 sh + 3 s^2 ) / 3h ] ( \sigma_{ph} / E_p )$$

donde :

$\sigma_{fc}$  = Esfuerzo de tensión en el tirante posterior anclado.

$E_c$  = Módulo de elasticidad del tirante.

$\sigma_{pb}$  = Esfuerzo Flexionante en la base del pilón.

$E_p$  = Módulo de elasticidad del pilón.

$h$  = Altura del pilón arriba del tablero.

$\phi$  = Angulo de inclinación del tirante posterior anclado con respecto a la horizontal.

$s$  = Altura de la pilón abajo del tablero.

$b$  = Ancho del pilón.

Para producir la misma rigidez en ambos sistemas, para propósitos de comparación, se requiere que  $\Delta_1$  sea igual a  $\Delta_2$ . Igualando estas dos ecuaciones en función del ancho,  $b$ , tenemos otra expresión para los momentos resistentes del pilón como sigue :

recordando que :  $\text{sen}\phi \text{cos}\phi = \text{sen } 2\phi / 2$

$$b = [ ( 2 h^2 + 6 sh + 3 s^2 ) / 6h ] \text{sen } 2\phi [ ( E_c \sigma_{pb} ) / ( E_p \sigma_{fc} ) ]$$

Suponiendo algunos valores realistas, tales como, la altura del pilón abajo del tablero,  $s$ , sea igual a la mitad de la altura del pilón arriba del tablero,  $h$ , el ángulo de inclinación del tirante posterior anclado con respecto a la horizontal,  $\phi$ , sea igual a 20 grados ; y que la relación de módulos y esfuerzos indicado en el último término como 0.5 ; se obtiene un valor de  $b = 0.31 h$ .

Si se supone una estructura de tres claros con un tirante extremo fijado y la longitud del claro principal es de 300 m, la altura del pilón arriba del tablero sería alrededor de 50 m y el ancho del pilón del orden de 2 a 3 m.

Si el tirante posterior no esta fijado, entonces el ancho del pilón tendría que incrementarse aproximadamente a 15 m para obtener el mismo grado de rigidez.

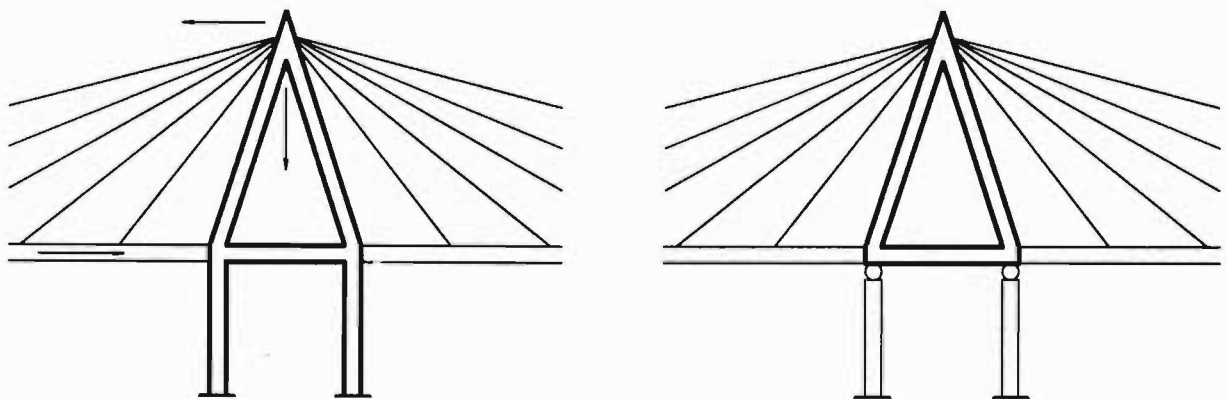
En otras palabras, para compensar un tirante extremo que no este fijado se requiere de un drástico incremento en la dimensión del pilón que sería estética y estructuralmente inaceptable.

La única manera de obtener dimensiones razonables y lograr suficiente rigidez en una estructura de pilón empotrado a parece con el uso de pilones en pórtico en el plano de los tirantes, como el indicado en la estructura del Puente Danés Great Belt, o aplicando un marco en forma de "A" similar al del Puente Maracaibo.

En contraste con el Puente Maracaibo, donde no existe conexión entre el marco en "A" y el tablero, es preferible transmitir las fuerzas entre el tablero y el pilón.

En la configuración ilustrada del lado izquierdo de la figura 2.10, los momentos actuantes sobre la estructura completa del pilón inducen únicamente fuerzas normales en los miembros individuales, a la vez que, deformaciones flexionantes de los miembros verticales aseguran una cierta flexibilidad horizontal de la parte baja de la estructura del pilón. Esta característica permite la aplicación de tableros continuos rígidos, los cuales son preferibles en la mayoría de los casos.

Si ocurren grandes movimientos horizontales en el tablero atirantado, es posible aplicar apoyos móviles entre el tablero y las piernas verticales de la parte baja de la estructura del pilón, como se muestra a la derecha de la figura 2.10

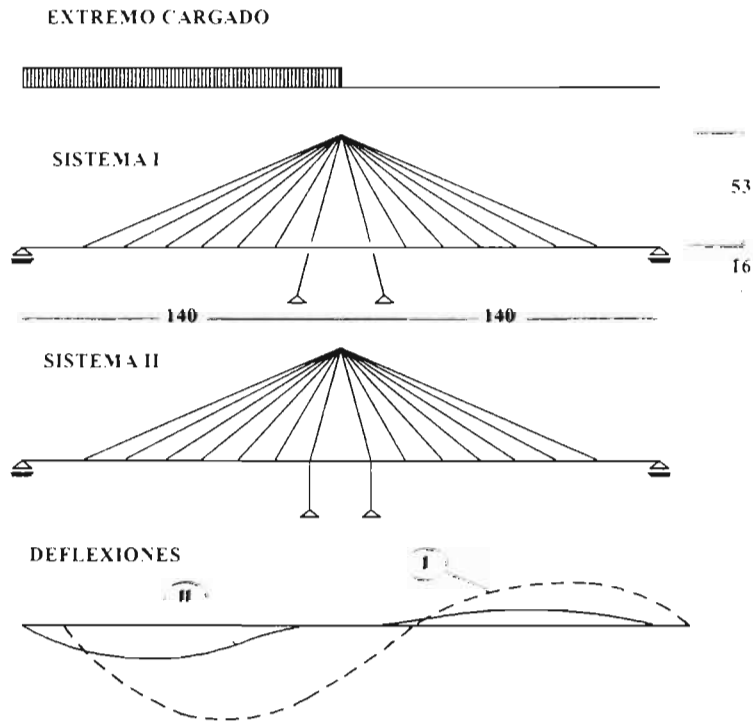


**Figura 2.10.** Estructura Triangular del Pilón.

Estos apoyos que permiten el movimiento horizontal no influyen en la transmisión de las fuerzas principales de la parte superior del pilón, este aún está totalmente fijado horizontalmente al tablero.

No obstante se puede notar que estos apoyos mientras permiten rotaciones alternas y movimientos longitudinales deben ser igualmente capaces de transferir compresión así como fuerzas de tensión en la dirección vertical.

La importancia de tener una conexión capaz de transmitir fuerzas horizontales desde el tablero hasta la estructura del pilón esta ilustrada en la figura 2.11



**Figura 2.11.** Deflexiones de dos diferentes sistemas de conexión bajo carga en un extremo atirantado.

En el Sistema I no hay conexión directa entre el pilón y el tablero atirantado, mientras que en el Sistema II esta efectuada una conexión entre el pilón y el tablero, permitiendo la transmisión de fuerza horizontal en el tablero.

En ambos Sistemas los extremos del tablero están soportados sobre apoyos que permiten movimientos longitudinales.

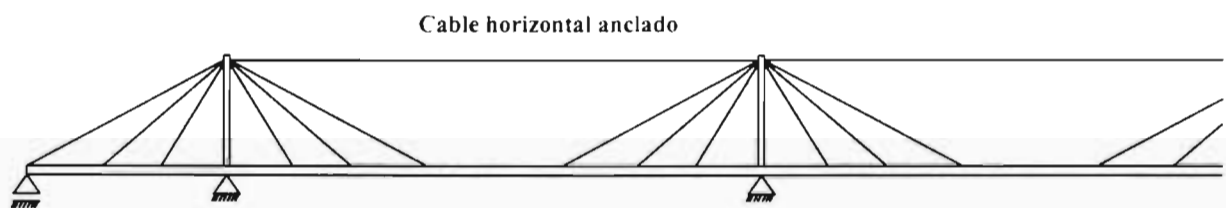
Para una carga simétrica con respecto al pilón los dos sistemas también tendrían casi idénticas deflexiones, pero para una carga asimétrica se observa una diferencia muy importante.

En el Sistema I el tablero permite moverse longitudinalmente hacia el claro descargado, reduciendo así la acción de los tirantes, y consecuentemente ocurrirán grandes deflexiones.

En el Sistema II el tablero está fijado horizontalmente por el marco en forma de "A" esta pequeña modificación estructural en el sistema reduce la deflexión vertical a menos de la mitad del sistema I.

Más aún, los momentos flexionantes del tablero y las variaciones de fuerza en los tirantes son más favorables en el Sistema II que en el Sistema I.

*Gimsing* recomendó otro método de reducción de las deflexiones horizontales en los pilones intermedios. El recomendó utilizar un cable horizontal anclado entre la parte superior de todos los pilones, figura 2.12



**Figura 2.12.** Puente Atirantado con cable horizontal anclado entre los extremos superiores del pilón.

Esta solución a sido utilizada en varios Puentes Colgantes Franceses del siglo XIX sin embargo, esta conexión todavía se ha utilizado con los Puentes Atirantados.

### 2.2.2 Sistemas de anclaje de los cables en los pilones y en el tablero.

La selección de la configuración y número de cables, depende de la longitud del claro, tipos de carga, número de líneas o carriles de circulación, altura de los pilones, economía y sensibilidad del proyectista a la estética y a las proporciones.

Como resultado, algunos puentes tienen muchos tirantes en el tablero, donde los cables proporcionan un sistema soportante elástico y continuo, los factores de costo tienen gran influencia en la selección del arreglo de los cables.

El usar pocos tirantes provoca grandes fuerzas por cable, lo cual requiere mayor complejidad en el sistema de anclaje, para la conexión de los pilones con la superestructura. Estas conexiones son fuente de concentraciones de carga que requieren refuerzo adicional en el alma y en el patín de la trabe, para rigidizar al tablero y transferir las cargas uniformemente en todo el sistema estructural.

Cuando sólo unos cuantos cables soportan la estructura del tablero, se requiere utilizar vigas de gran peralte.

Un gran número de tirantes simplifica el anclaje de los cables a las vigas del puente y distribuye las fuerzas más uniformemente en toda la estructura del tablero, con un reforzamiento más adecuado en las vigas. Por lo tanto, un gran número de cables pueden proveer soporte continuo; esto permite el uso de vigas poco peraltadas que también tienden a incrementar la estabilidad del puente, para soportar las fuerzas dinámicas de viento.

El uso de espaciamientos amplios entre tirantes, y para esto, cuando se construye el tablero utilizando el método por doble voladizo o por incrementos de lanzado, requiere utilizar cables temporales, sin embargo con un gran número de tirantes, se pueden tener ventajas como las siguientes :



- Un gran número de soportes elásticos conducen a una flexión longitudinal moderada en el tablero, ya sea durante la construcción lo que facilita los métodos constructivos y después en operación del puente.
- Los cables individuales son más pequeños que en una estructura con tirantes concentrados, los cuales simplifican su instalación y anclaje.
- El reemplazo de los tirantes es relativamente sencillo, esta medida es vista como esencial, en reparaciones a los tirantes dañados, especialmente por la corrosión.

Cuando se trata de puentes con claros grandes el principio de atirantamiento múltiple es realmente la única solución posible. El máximo espaciamiento de los tirantes depende de varios parámetros, en particular el ancho y la forma del tablero.

- Cuando el tablero es de acero o una combinación de concreto y acero, generalmente es posible construir en doble voladizo y no se aprecia la ventaja de tirantes muy juntos. Como regla general, se adoptan espaciamientos entre 15 m y 25 m.
- Por otro lado, cuando el tablero es de concreto, los diseños con tirantes a cada 5m o 10 m ofrecen numerosas ventajas, especialmente en estructuras con grandes claros la selección del espaciamiento de los cables depende, sobre todo, en el equipo de construcción.
- Cuando el tablero se construye con secciones prefabricadas, es necesario aplicar presfuerzo durante la erección según los tipos de sección. Sin embargo, cuando el tablero se cuela en sitio, es posible hacer directamente uso de los tirantes, ya que actúan como soportes y evitan el presfuerzo en la erección, mientras el concreto fragua, la fuerza de compresión aplicada por el cable será transmitida a la parte ya terminada de la sección.

La altura del pilón influye considerablemente en el sistema del Puente Atirantado, si aumenta el ángulo de inclinación del tirante con respecto al tablero las tensiones en los cables disminuyen según la sección transversal solicitada del pilón, sin embargo, a medida que la altura del pilón aumenta, también aumenta la longitud de los cables y por lo tanto sus deformaciones axiales y la cantidad de acero en éstos.

Para encontrar la inclinación óptima de los cables se han realizado diversos estudios dando como resultado el diagrama mostrado en la figura 2.13 el cual muestra que el ángulo óptimo de inclinación del cable es  $45^\circ$  y puede variar razonablemente entre los límites de  $25^\circ$  a  $65^\circ$ .

Los valores menores del ángulo de inclinación corresponden a los cables extremos, mientras que los valores más grandes corresponden a los cables más cercanos al pylon.

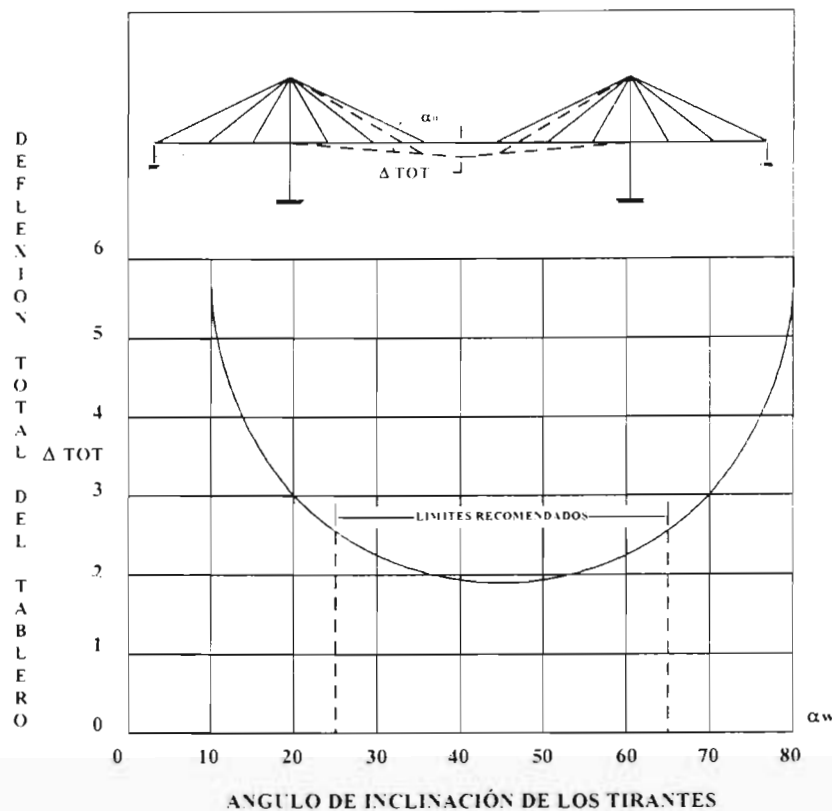


Figura 2.13. Relación entre la Inclinación del cable y la deflexión del tablero.

### 2.2.2.1 Sistema de Anclajes de los cables en los pilones

Las experiencias obtenidas en la época de los primeros puentes atirantados muestran que el diseño del anclaje de los pilones debe reunir las siguientes tres condiciones:

- El anclaje debe ser accesible y permitir reemplazar los cables.
- Los detalles estructurales deben permitir una colocación simple y económica de los tirantes.
- Las componentes horizontales de las fuerzas en los tirantes, deben estar balanceadas, sin la introducción de torsión en los pilones.

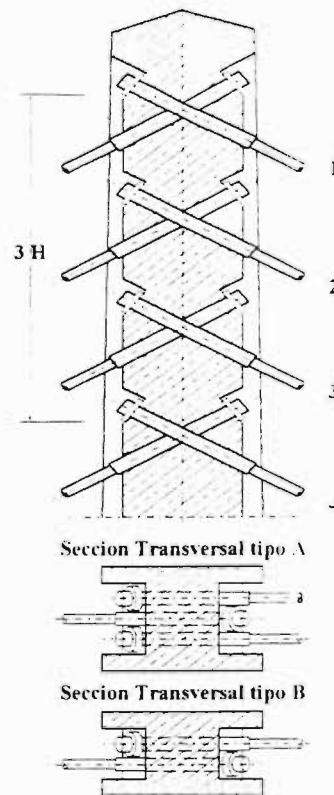
El detallado de los anclajes de los cables en los pilones, es más complicado que el de los anclajes de las vigas, y por lo tanto es un punto crucial para comenzar el diseño del detallado, éste puede ser una cuestión embarazosa y su solución deriva a que la solución global sea menos crítica.

La dificultad con estos anclajes superiores en la cabeza de los pilones se debe a los requerimientos indiscutibles de anclar un gran número de cables llegando desde los dos lados, de tal manera que sus componentes horizontales estén balanceadas y que provoquen una flexión mínima al pilón, por ejemplo uniéndolos tan cerca como sea posible a un solo punto.

En lo referente al tipo de material del pilón, la selección usual es el concreto en virtud a su resistencia predominante a las cargas axiales compresivas, en lo concerniente a la limitación de los momentos flexionantes en el pilón obviamente no puede resolverse con una solución estándar.

### ➤ **Sistema de anclajes traslapados**

La opción ideal con respecto al balance directo de las componentes de las fuerzas horizontales, comprimiendo y confinando el concreto es traslapando los cables. ( fig. 2.14 ). Esta solución funciona mejor en una longitud de desarrollo más grande en el eje del pilón por ejemplo en los arreglos de cables en forma de semi - abanico.



**Figura 2.14.** Anclajes traslapados en la parte superior del pylon dispuesto para el arreglo de cables en semi - abanico.

Así para el caso de cargas vivas únicamente en el claro principal, el pylon estaría sujeto a momentos flexionantes considerables, con éste arreglo existen mayores problemas en el funcionamiento de los cables.

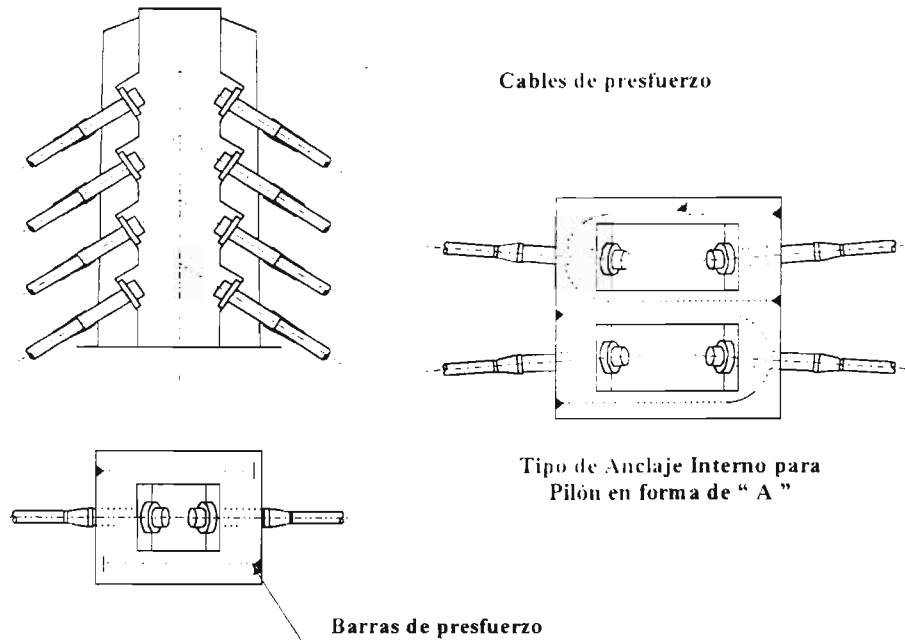
Si observamos una sección horizontal de la parte superior del pylon, si llegan cables en pares desde un lado y un solo cable desde el otro lado, los cables pueden acomodarse sin excentricidades y sin esfuerzos adicionales.

### ➤ Sistema de anclajes internos

Para estructuras con grandes claros, donde los pilones tienen secciones huecas, puede lograrse el acceso interno al anclaje por medio de una escalera o elevador.

El espacio disponible dentro de la sección debe ser suficientemente grande para recibir el equipo necesario para colocar los tirantes y para realizar su tensado en el caso de hacerse en este extremo.

Aunque esto permite un mejor arreglo compacto de los anclajes con menor momento flexionante en el pilón cuando se aplican las cargas vivas en el claro principal, anclando los cables en los huecos de las caras internas (figura 2.15) es igualmente malo, ya que se requiere de una inmensa cantidad de presfuerzo transversal, y sin el cual el equilibrio de las fuerzas en el plano horizontal resultaría imposible, el proceso constructivo se dificulta cuando se vierte y se compacta el concreto.



**Figura 2.15.** Los anclajes internos requieren de complicadas interconexiones de presfuerzo.

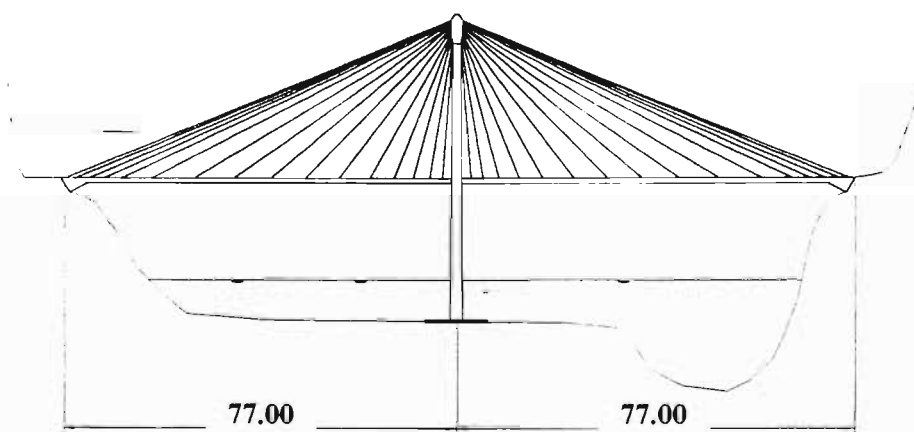
Ambos arreglos de anclajes traslapados y anclajes internos, son además geoméricamente impracticables respecto a los cables de mayor inclinación que sostienen el tablero cerca del pilón.

### ➤ Sistema de anclaje mixto con cabezal del pilón tipo "Florero"

En el puente Akkar Sikkim en la India ( fig. 2.16 ) se diseñó un cabezal para el anclaje de los cables en el pilón con ambas combinaciones de las soluciones de las figuras 2.14 y 2.15.

Debido al claro bastante corto de 77 m en ambos extremos, el tablero no está apoyado en la torre pero sí completamente suspendido por los cables, el problema antes mencionado de los cables de mayor inclinación cercano al pilón fue superado ampliando la parte superior del pilón; una solución que también se encontró adecuado para otros casos el que se apodó como " florero ".

Desde luego el espaciado cerrado de los anclajes exteriores al igual que los interiores no permitieron instalar los dispositivos de tensado allí. y por lo tanto se tuvo que tensar los cables desde los anclajes inferiores a lo largo del tablero.



**Figura 2.16.** Puente Akkar Sikkim, India.

Antes de este antecedente fue desarrollada una solución para el puente Evripos en Grecia ( fig. 2.17 ). Para los anclajes de los cables en la cabeza del pilón de este puente se siguió el principio de la figura 2.15. Sin embargo para lograr una mejor uniformidad y flujo directo de las fuerzas y evitar cualquier presfuerzo o refuerzo sofisticado, las caras internas de la "cámara " y las cabezas ranuradas del pilón se forraron con placas de acero ( fig.2.18 ).

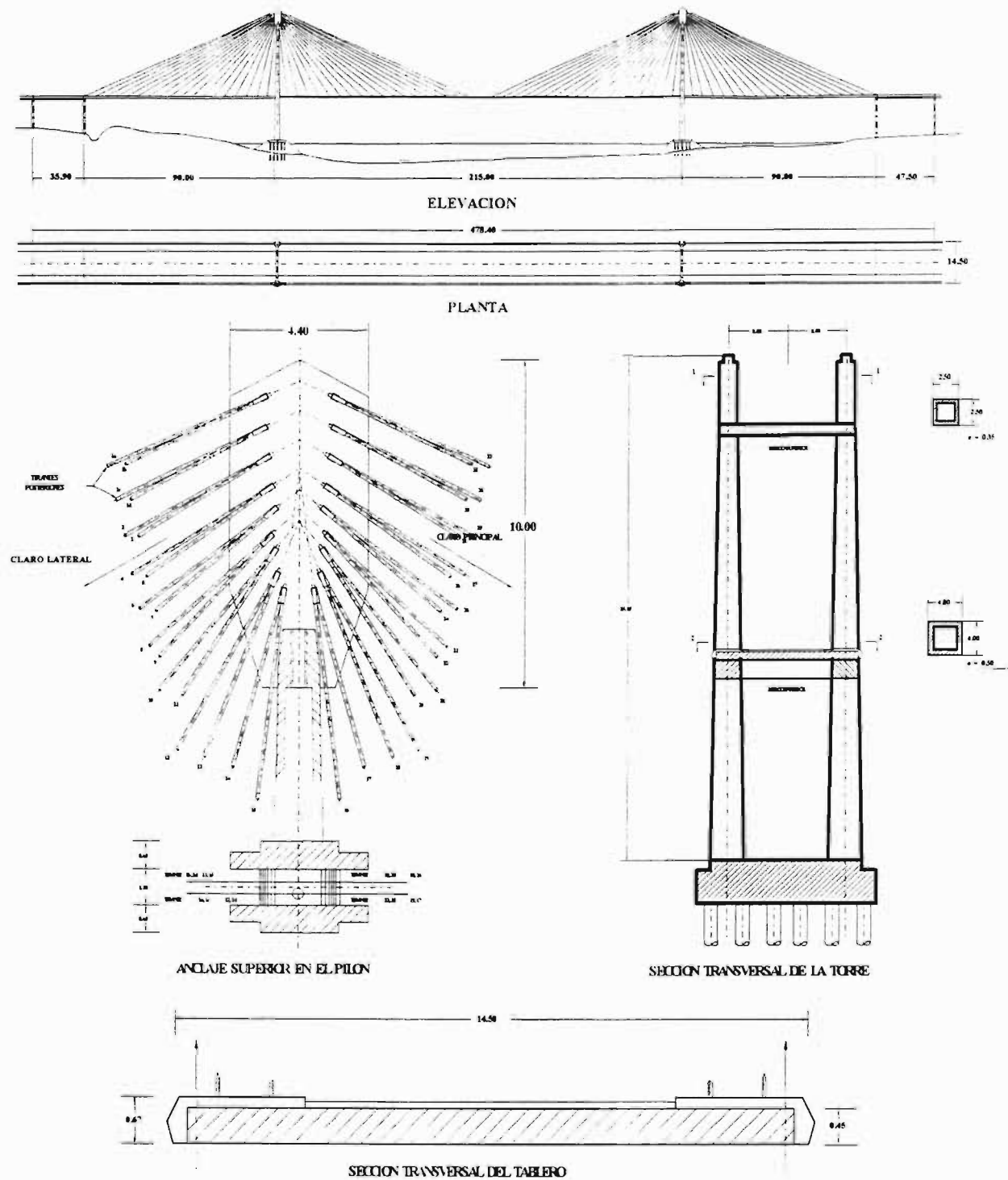
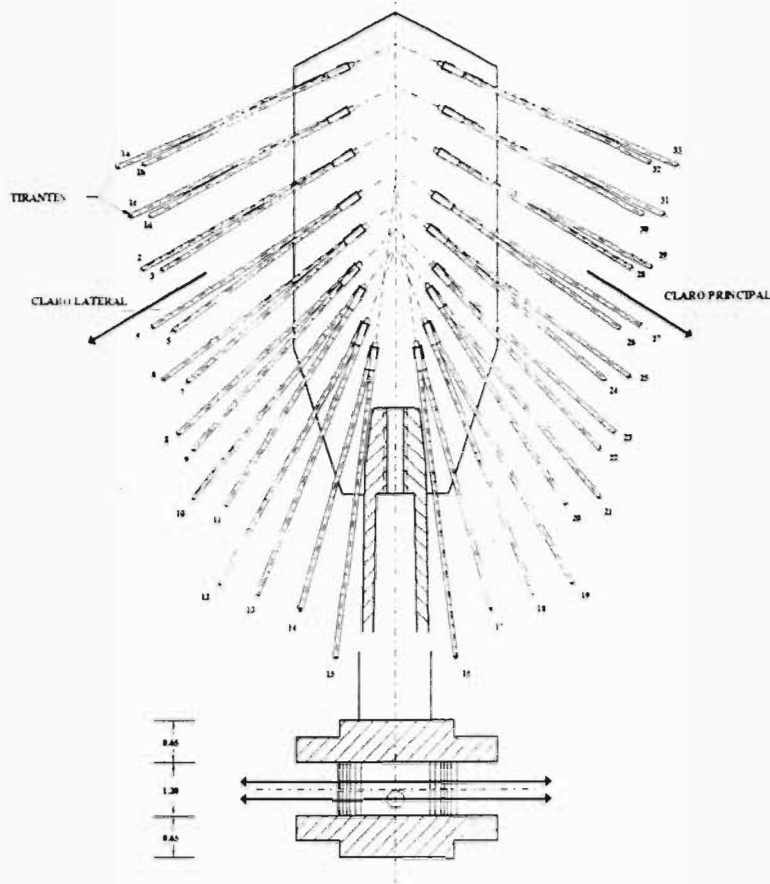


Figura 2.17. Puente Evripos, Grecia.



**Figura 2.18.** Detalle del anclaje superior en el pylon del Puente Evripos, Grecia.

Se colocaron pares de barras transversales para sostener cada socket del cable transfiriendo sus cargas a las placas de acero, de esta manera las componentes horizontales de las fuerzas del cable pueden equilibrarse fácilmente con la tensión considerada, la concentración de las componentes verticales es transferida al concreto mediante conectores de cortante.

Esto da como resultado un arreglo muy compacto, muy cercano a la geometría ideal del arreglo tipo abanico que minimiza la flexión en el mástil.

Por otro lado, de todas maneras es deseable acomodar los cables más inclinados cercanos al mástil, como en la forma tipo " florero " de la cabeza del pylon. En este diseño existe el espacio suficiente entre los sockets para poder instalar los gatos hidráulicos allí, lo que hace muy conveniente tensar todos los cables dentro de una cámara en cada cabeza del pylon sin la necesidad de mover los gatos a lo largo del tablero.

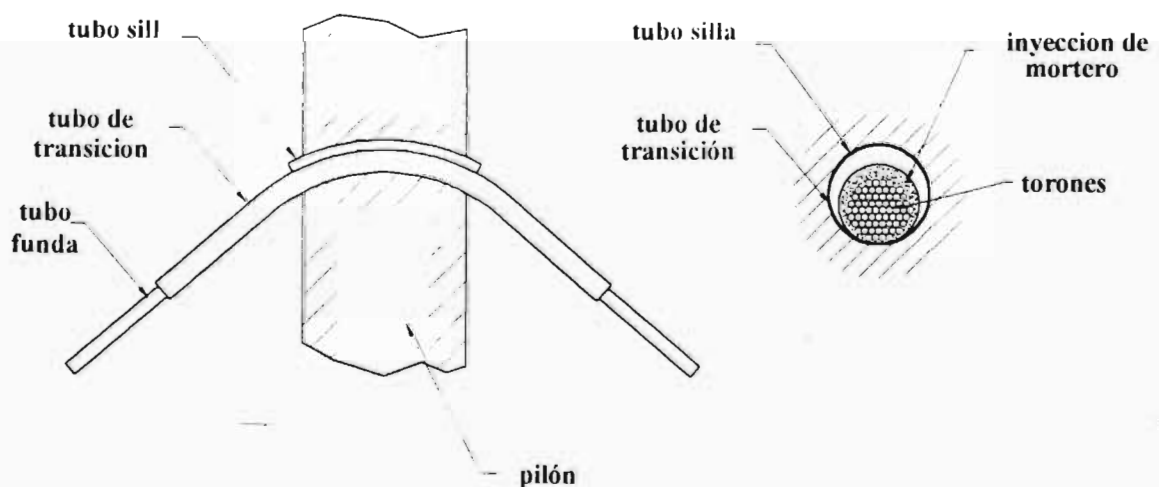


### ➤ Sistema de anclaje por medio de tubo silla

En el caso de un apoyo fijo, los tirantes pueden pasar a través del pilón por medio de una silla o de un tubo metálico, ahogado en el pilón.

Esta solución es sencilla, económica y estética y fue utilizada inicialmente para el Puente Brotonne en Francia; también fue utilizada para el Puente Coatzacoalcos II en México ( fig.2.19 ) debido a las sollicitaciones muy comparables entre los dos puentes.

Sin embargo, ésta solución presenta desventajas en lo que concierne a su resistencia mecánica, una de estas desventajas es que en la zona dentro de la curvatura del desviador, la acción conjugada de la presión radial ejercida por los torones, de unos sobre otros, y sus alargamientos, así como la fricción relativa, pueden generar daños a los torones que desde luego son perjudiciales para una buena resistencia en fatiga del conjunto.



**Figura 2.19.** Tirante continuo que atraviesa el pilón del Puente Coatzacoalcos II.

### 2.2.2.2 Dispositivos de transferencia de fuerzas de los cables dentro de los pilones

Es importante para el pilón el dispositivo 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.

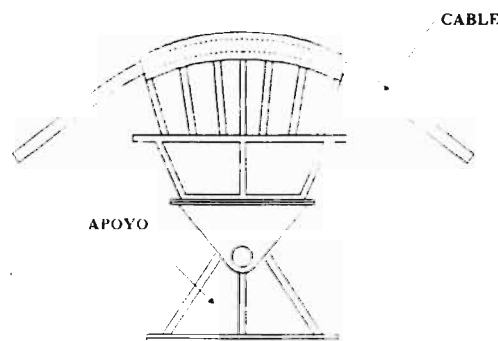
Se han adoptado varios tipos de estructuras de anclaje de acuerdo al arreglo de los cables, al número de tirantes, a la forma del socket, a la estructura del pilón, al método de colocación de los cables, al método de insertado de los torones, al ajuste de las tensiones, etc.

En muchos casos, los dispositivos de anclaje deben ser apropiados no solamente desde el punto de vista de diseño y construcción, sino también para el mantenimiento y el reemplazo de los cables.

A continuación se describen algunas estructuras típicas para transferir las fuerzas de los cables dentro de los pilones.

#### 2.2.2.2 a Estructuras de anclaje en el caso de cables de gran sección

Para los primeros puentes atirantados que tenían pequeños números de tirantes, pero con cables de gran sección, éstos estaban compuestos de paquetes de varios torones como los cables de los puentes colgantes; por lo tanto, los cables eran pesados, continuos sobre las silletas instaladas en los pilones. Las silletas sobre los pilones están soportadas por rodillos articulados o fijos ( figura 2.20.)



**Figura 2.20.** Dispositivo de anclaje continuo para cables de gran sección.

### 2.2.2.2. b Estructuras de anclaje en el caso de cables de sección pequeña

En muchos de los puentes atirantados modernos se ha adoptado el atirantamiento múltiple. Desde entonces cada cable utilizado para éste tipo, está compuesto de un cable sencillo o de pocos torones, la estructura de anclaje es compacta.

Los siguientes dispositivos de anclaje empleados en Japón son típicos para estos casos.

#### ➤ Anclaje tipo “ U ”

En este tipo, el socket del cable se fija entre las paredes de un apoyo en forma de “ U ” instalado sobre una viga de apoyo. La estructura es muy sencilla, pero es necesario cuidarla y vigilarla contra el volteo y deslizamiento. En el puente Rokko y en el puente de la Bahía de Yokohama se adoptó este tipo, como se muestra en la figura 2.21

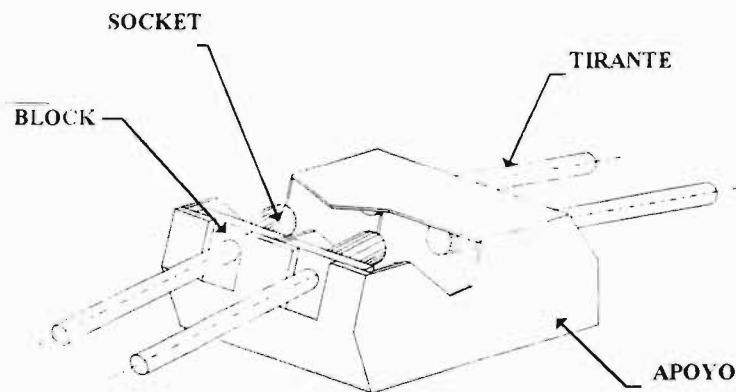


Figura 2.21. Estructura tipo “ U ” para el anclaje de los cables en el pilar.

#### ➤ Anclaje tipo vigaeta

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

Este tipo de anclaje se adoptó en los puentes Meiko-Nishi y el Katsuhika Harp como se muestra en la figura 2.22

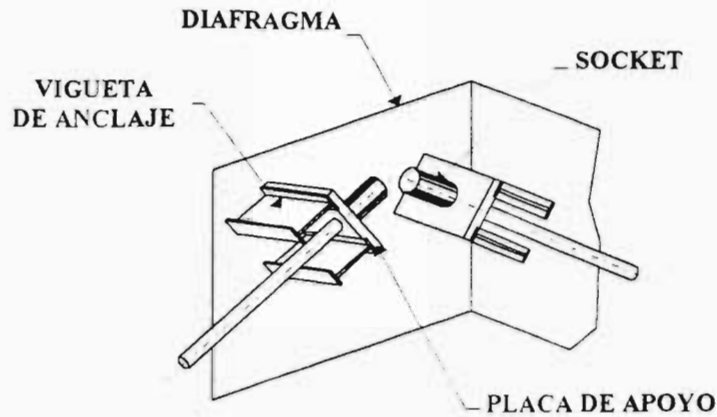


Figura 2.22. Estructura tipo vigueta para el anclaje de los cables en el pilar.

### ➤ Anclaje tipo placa de conexión

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

La fuerza del cable se transmite directamente desde la placa de conexión hasta la pared del pilar, pero es necesario diseñarlo adecuadamente para evitar grandes concentraciones de esfuerzos sobre la parte empotrada de la placa de conexión. Para los puentes Kamome y Torikai Niwaji se adoptaron tipos como el mostrado en la figura 2.23.

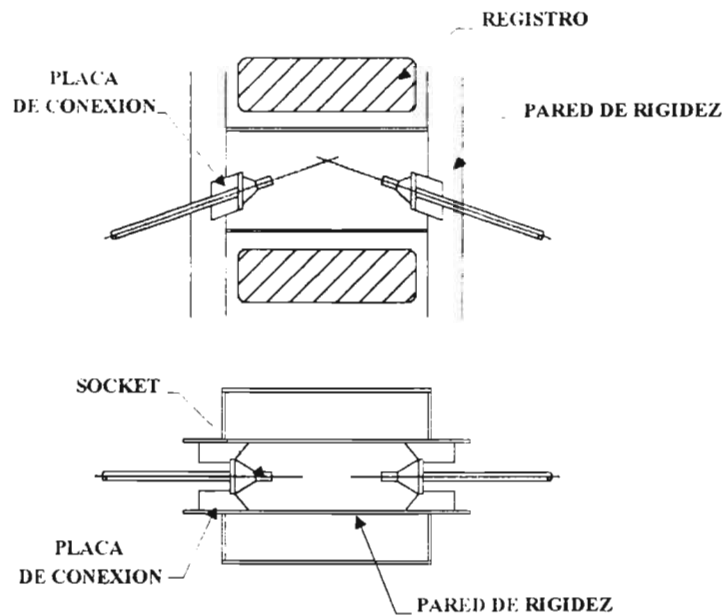
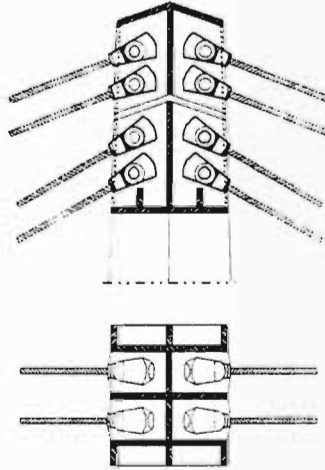


Figura 2.23. Estructura tipo placa de conexión para el anclaje de los cables en el pilar.

### ➤ Anclaje tipo socket articulado.

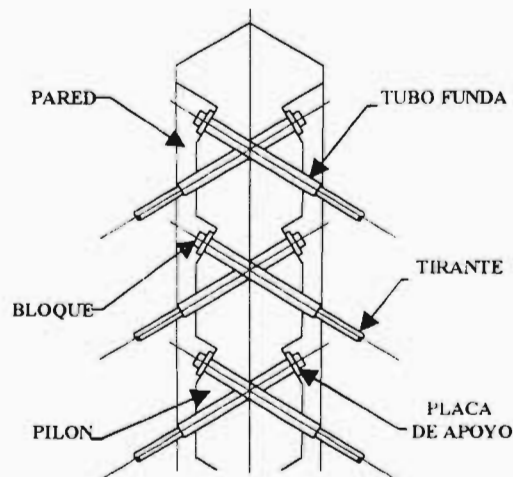
El socket de los cables se conecta a la columna del pilón usando una articulación, si la tensión del cable es grande en el caso de este tipo de anclaje, el socket y la articulación deben ser de gran diámetro. Por lo tanto se necesita considerar la supervisión del manejo del socket y la articulación en la etapa constructiva del puente. El puente Ströumsund utilizó este tipo de anclaje mostrado en la fig. 2.24



**Figura 2.24.** Estructura tipo socket articulado para el anclaje de los cables en el pilón.

### ➤ Anclaje tipo tubo cañón

Para estructuras de concreto, generalmente se utiliza el anclaje tipo tubo cañón (fig.2.25). Se ahoga en el concreto un tubo funda con una placa de apoyo en su extremo y el cable pasa a través del tubo anclado en un bloque.



**Figura 2.25.** Estructura tipo tubo cañón para el anclaje de los cables en el pilón.

### 2.2.2.3 Sistemas de anclaje y dispositivos de transferencia de fuerzas de los cables en el tablero

La gran tensión del cable inducida diagonalmente, acciona fuerzas concentradas en los puntos de anclaje de los puentes atirantados. La estructura de anclaje del cable debe transferir uniformemente la tensión del cable en la viga principal.

Debido a numerosos factores existen varias estructuras de anclaje de los cables en las vigas principales, incluyendo 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 el método de tensado.

Estos métodos pueden clasificarse como se muestra en la tabla 1, los ejemplos típicos para cada tipo de anclaje están dados a continuación:

#### ➤ Apoyo radial-viga de anclaje

Los cables están espaciados en un apoyo radial y cada torón está anclado por un socket en un bloque fijado a la viga (figura 2.26).

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.

Los ejemplos de aplicación son los puentes Oberkassel, Severin, Toyosato, Suehiro, Suigo, Yamatogawa.

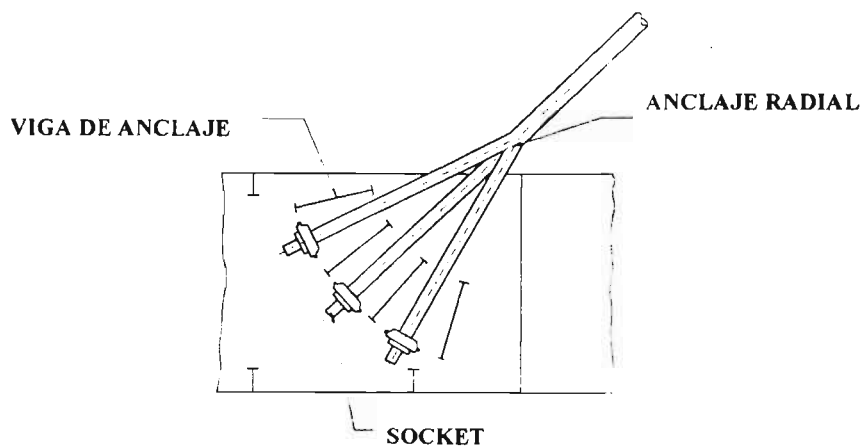


Figura 2.26. Esquema de la estructura del anclaje apoyo radial- viga de anclaje.

➤ Anclaje tipo block

El anclaje está sujeto en la viga principal con pernos de alta resistencia o soldadura, y los cables están fijados en el anclaje. También pueden situarse en el centro de la calzada para el caso de tableros con atirantamiento axial.

La fuerza del cable se transmite como fuerza cortante desde el anclaje hasta el alma de la viga principal, o por medio de tornapuntas ubicadas en la parte central de los tableros tipo cajón con suspensión axial ( figura 2.27 ). Los ejemplos de aplicacion son los puentes, Brotonne, Rokko, Kamome, Coatzacoalcos II, Tampico , Aratsu, Sokitawa, Hitsuishijima.

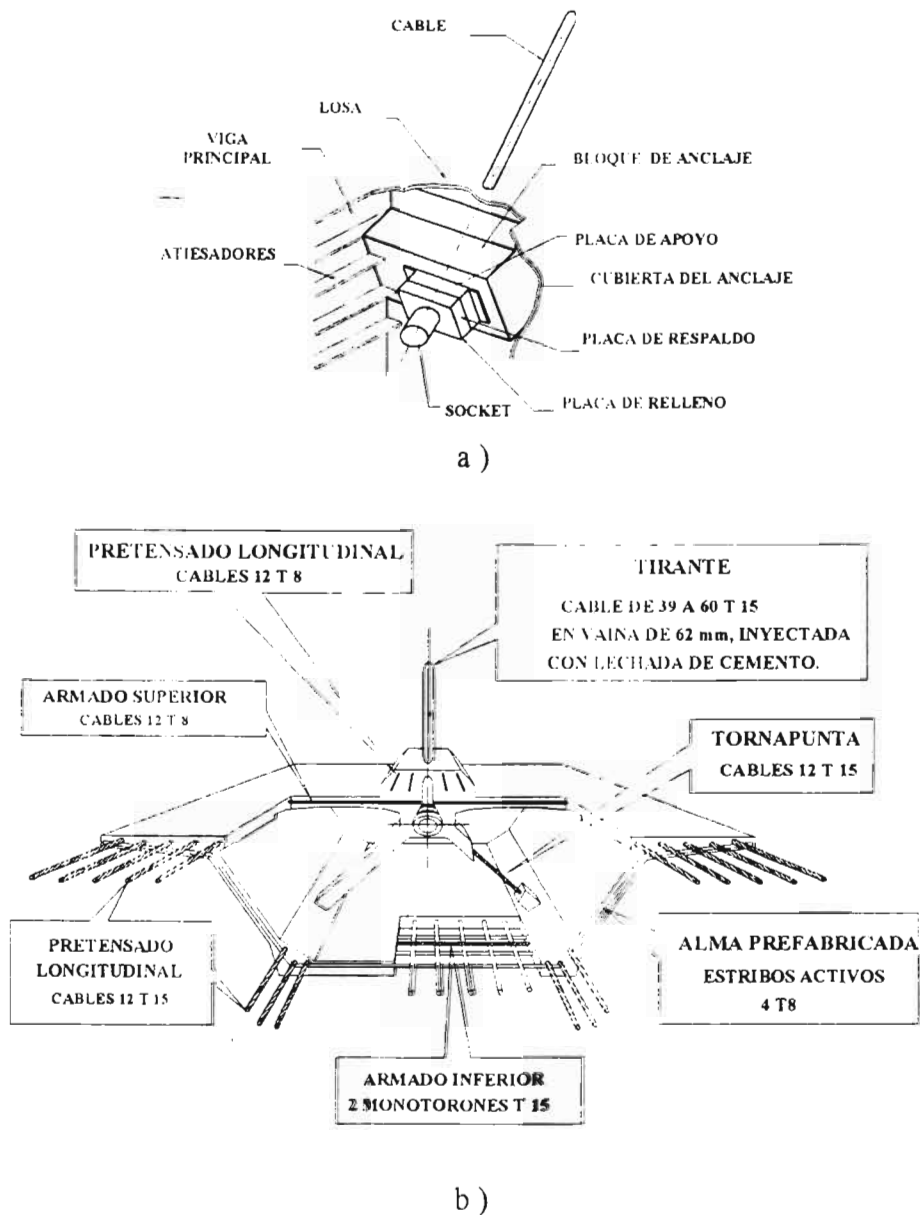


Figura 2.27. a) Esquema de la estructura del anclaje tipo block  
 b) Detalle del anclaje de los cables en el puente Brotonne

### ➤ Anclaje tipo ménsula

Este tipo de anclaje está diseñado para los cables en doble plano. Se diseña una ménsula en cada cara exterior de las vigas principales y los cables se fijan en la ménsula.

La fuerza del cable se transmite desde la ménsula en voladizo de la viga principal, requiriendo de refuerzo interno en la viga ( figura 2.28 ).

Los ejemplos de aplicación son los puentes Kive, Johno 'Connel, Mamarral, Kessock, Köhlbrand, Luling, Tokachi, Chichibo. Ajigawa, Gassho, Bahía de Yokohama.

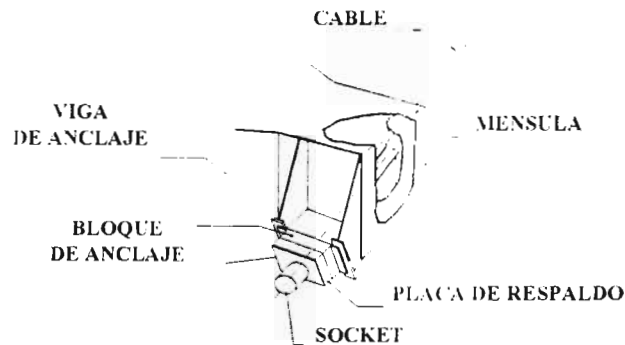


Figura 2.28. Esquema de la estructura del anclaje tipo ménsula.

### ➤ Anclaje con tubo cañón

Se instalan los tubos cañón en las almas o largueros de las vigas principales, y los cables se fijan dentro del tubo cañón. La fuerza del anclaje es transmitido por el tubo cañón al alma de la viga principal ( figura 2.29 ).

Los ejemplos de aplicación son los puentes Mezcala, Zapote, Cañón, Meiko Nishi, Inagawa, Ikuchi.

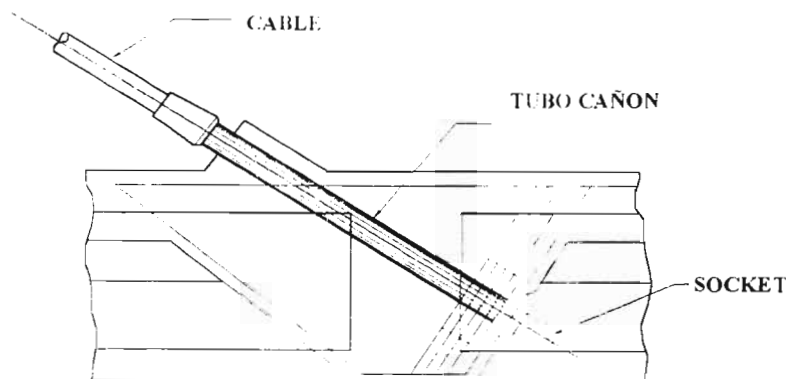


Figura 2.29. Esquema de la estructura del anclaje tipo tubo cañón.



### ➤ Anclaje tipo cartela

Se diseña una cartela arriba de las almas de la viga principal, los cables se anclan en la cartela usando un perno como punto de fijación en el socket ( figura 2.30 ).

La fuerza del cable se transmite directamente por la cartela al alma de la viga principal. Los ejemplos de aplicación son los puentes St. Nazaire, Alex Fraser.

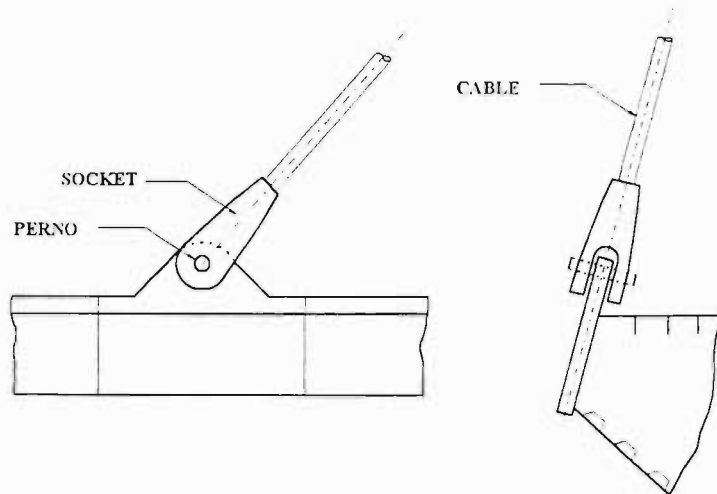


Figura 2.30. Esquema de la estructura del anclaje tipo cartela.

**TABLA 2.1.- CLASIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS PARA EL ANCLAJE DE LOS CABLES EN EL TABLERO.**

TAMAÑO DEL CABLE	CABLE CON GRAN AREA DE SECCIÓN TRANSVERSAL	CABLE CON PEQUEÑA AREA DE SECCIÓN TRANSVERSAL			
		CABLE SIMPLE O CON POCOS TORONES		CABLES CON TORONES SIMPLES.	
TIPO DE ANCLAJE	APOYO RADIAL VIGA DE ANCLAJE	ANCLAJE EN LA VIGA (ANCLAJE TIPO BLOCK)	MENSULA	ANCLAJE CON TUBO CAÑÓN	CARTELA
ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA	LOS CABLES ESTÁN ESPACIADOS EN UN APOYO RADIAL Y CADA TORÓN ESTA ANCLADO POR UN SOCKET EN UN BLOQUE PARA FIJARSE A LA VIGA	EL ANCLAJE ESTA SOLDADO O SUJETADO EN LA VIGA PPAL. CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA Y LOS CABLES ESTÁN FIJADOS 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 FIJAN EN LA MENSULA.	SE INSTALAN LOS TUBOS CAÑÓN EN LAS ALMAS O LARGUEROS DE LAS VIGAS PRINCIPALES Y LOS CABLES SE FIJAN DENTRO DEL TUBO CAÑÓN.	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 FIJACIÓN EN EL SOCKET.
TRANSMISIÓN 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 CAÑÓN AL ALMA DEL LA VIGA PRINCIPAL.	LA FUERZA DEL CABLE SE TRANSMITE DIRECTAMENTE POR LA CARTELA AL ALMA DE LA VIGA PRINCIPAL.
EJEMPLOS DE APLICACIÓN	PUENTE OBERKASSEL , SEVERIN, TOYOSATO , SUEHIRO, SUIGO , YAMATOGAWA.	BROTONNE, ROKKO, KAMOME, COATZACOALCOS II , ARATSU, TAMPICO, HITSUISHLJIMA, SOKITAWA	KIVE, JOHN O'CONNEL, MAMARRAL, KESSOCK, KÖHLBRAND , LULING, TOKACHI, CHICHIHO, AJI GAWA , GASSHO, YOKOHAMA BAY	MEZCALA, ZAPOTE, CAÑÓN, MEIKO NISHII, INAGAWA, IKUCHII	ST. NAZAIRE, ALEX FRASER.

### 2.2.3 Dispositivos de disipación de energía en los apoyos del puente

Para el diseño de puentes en regiones propensas a terremotos están disponibles tres opciones básicas:

- Intentar un diseño para asegurar un comportamiento elástico - lineal ( sin daños importantes ) bajo el sismo extremo esperado ( diseño sísmico ), y obtener un dimensionamiento adecuado de la estructura.
- Intentar un diseño para garantizar un comportamiento elástico - lineal bajo sismos frecuentes ( " sismo de servicio " ), y permitir grandes deformaciones plásticas bajo sismos extremos, así que de esta manera la seguridad contra el colapso esté determinada por la ductilidad y la disipación de energía de la misma estructura.
- Intentar un diseño bajo el sismo extremo esperado limitando los daños estructurales por medio de la incorporación de dispositivos especiales. dichos dispositivos modifican las propiedades dinámicas de la estructura y en algunos casos aumentan su capacidad de disipación de energía.

Estos dispositivos son:

- Dispositivos de aislamiento, capaces de reducir el efecto sísmico sobre la estructura principalmente por medio de una deformación elástica ( dispositivos pasivos ).
- Dispositivos de control activo, el principio de estos dispositivos se basa en eliminar las vibraciones de la estructura mediante la aplicación de fuerzas externas. El movimiento se detecta mediante la inclusión de sensores en varias partes del puente, los cuales miden la respuesta de éste y las excitaciones externas, los sensores se conectan a una computadora que envía señales a sistemas ( activadores ) que aplican fuerzas a la estructura con la finalidad de contrarrestar el movimiento.
- Ambos

La utilización de estos sistemas de control presenta beneficios como los siguientes:

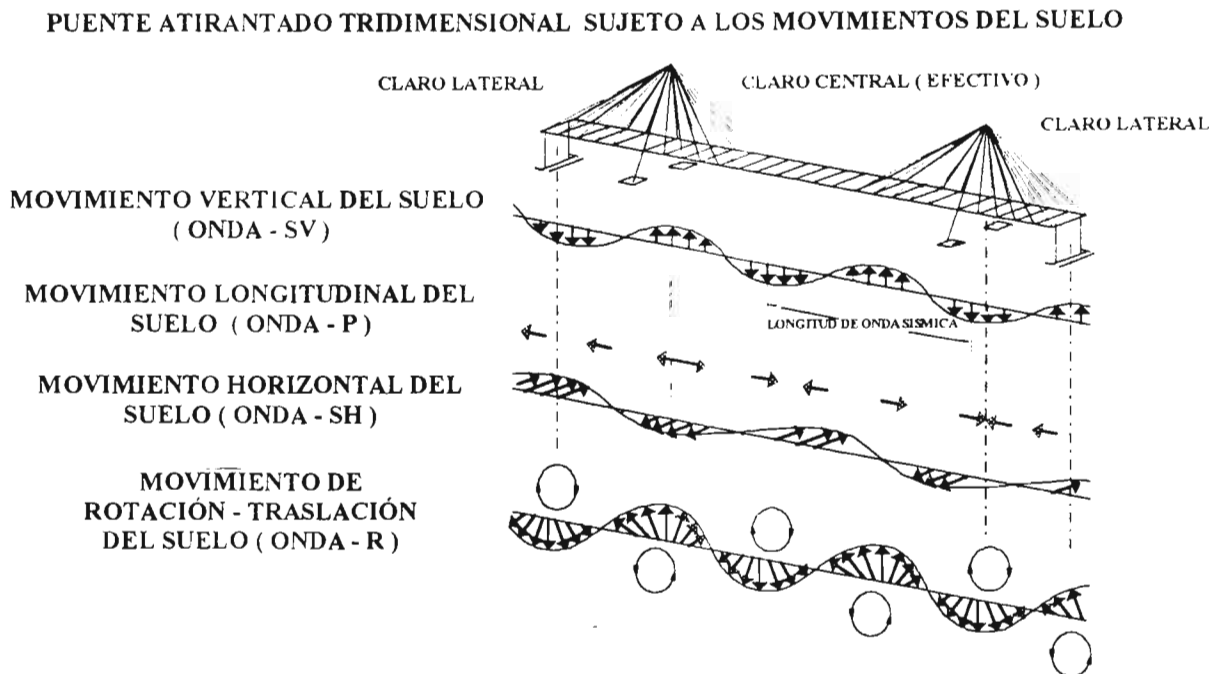
- Ausencia de costos de reparación del puente incluso después de sismos importantes.
- Integridad y uso normal de la carretera inmediatamente después del sismo " para que la protección civil, policía, bomberos, o agencias públicas de servicios médicos respondan a una situación de desastre ".

Esto último puede ser favorable en algunos casos de requerimientos esenciales para la protección civil y por lo tanto es una razón suficiente para introducir en el puente dispositivos de aislamiento y / o de disipación.

Los puentes atirantados poseen pocas características de amortiguamiento para ayudar a mitigar las vibraciones bajo severos movimientos del suelo, viento turbulento, y cargas de tráfico. Esto ha estimulado recientes esfuerzos para mejorar la tecnología de los sistemas de control activo y pasivo para absorber energía inducida a la estructura bajo las cargas de servicio y bajo las cargas ambientales, para proporcionarle mayores líneas de defensa al puente y además para ubicar su modo de vibración fuera del rango crítico de las excitaciones dinámicas.

### 2.2.3.1 Conexiones estructurales en los apoyos.

Debido a los grandes desplazamientos y a las fuerzas inducidas en los miembros del puente ocasionados por la fuerte sacudida del suelo ( figura 2.31 ). se deben suministrar dispositivos de absorción de energía y apoyos especiales en la subestructura para disipar la energía sísmica, de esta manera se garantizará la seguridad del puente.

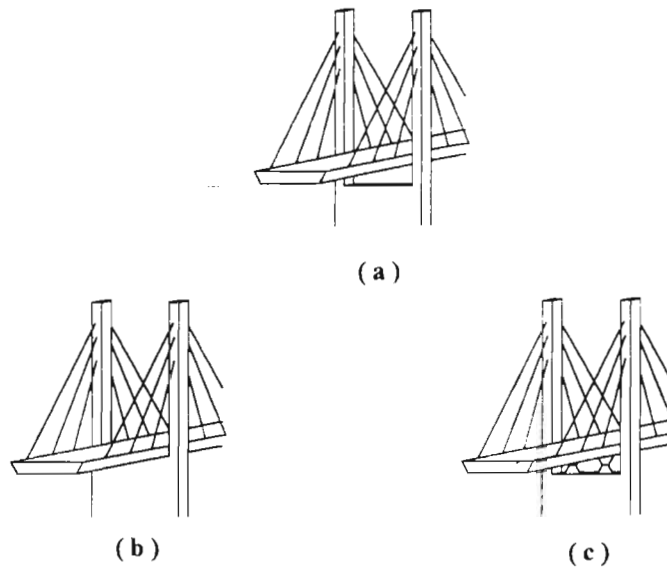


**Figura 2.31.** Diferentes tipos de Ondas Sísmicas Incidiendo sobre las Subestructuras de un Puente Atirantado de Gran Claro.

La respuesta de un puente atirantado a la aplicación de las cargas es altamente dependiente de la manera en que el puente está conectado a la torre ( fig 2.32 ).

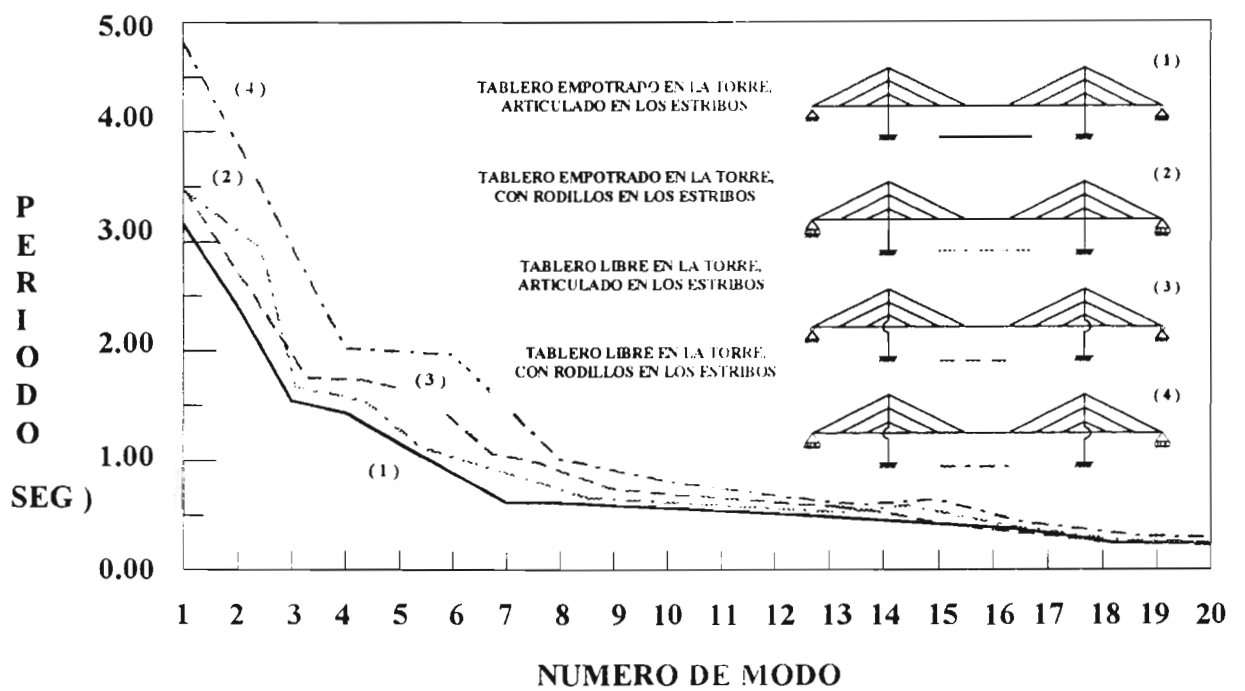
Si el tablero se balancea libremente en la torre, las fuerzas sísmicas inducidas se mantendrán en valores mínimos pero el puente puede ser muy flexible bajo condiciones de carga de servicio ( por ejemplo cargas muertas y vivas ).

Por otro lado, una conexión rígida entre el tablero y la torre daría una reducción de movimientos bajo condiciones de carga de servicio pero aumentaría mucho más las fuerzas sísmicas durante el sismo.



**Figura 2.32.** Conexiones entre el Tablero y la Torre de los Puentes Atirantados  
 a) Flotante , b) Rígido , c) Articulado.

La figura 2.33 presenta 4 diferentes condiciones de apoyo y su influencia en los períodos naturales del puente.



**Figura 2.33.** Efecto de las conexiones del tablero sobre los períodos naturales de vibración en cuatro modelos de puente.

Es evidente que permitiendo que el tablero columpie libremente en las torres ( caso 3 ) se añade mayor flexibilidad al comportamiento total, que proporcionando apoyos de rodillo al estribo con una conexión rígida en la torre ( caso 2 ).

También es evidente un importante cambio en las propiedades dinámicas en el caso 4, en el cual el período fundamental se incrementa al 35%, semejante cambio puede ser esencial para amortiguar el efecto de las fuerzas sísmicas y las del viento ejercidas en la base de la torre y en los estribos del puente.

Por lo tanto, es extremadamente importante proporcionar apoyos especiales o dispositivos en las conexiones tablero - torre para absorber la gran energía sísmica y reducir las amplitudes de respuesta.

### **2.2.3.2 Dispositivos de control estructural para el adecuado comportamiento del puente ante las acciones sísmicas**

El control estructural involucra básicamente la regularización de características estructurales apropiadas, para asegurar así que la respuesta de la misma sea la deseable bajo las cargas aplicadas.

En los resultados de disipación de energía o energía proporcionada a la estructura a través de mecanismos externos, el control de las fuerzas puede ser ejercida por mecanismos de control pasivo y / o activos. Los dispositivos de control pasivo los cuales operan sin utilizar algún suministro de energía externa, son mecanismos disipadores de energía activados por los movimientos de la estructura.

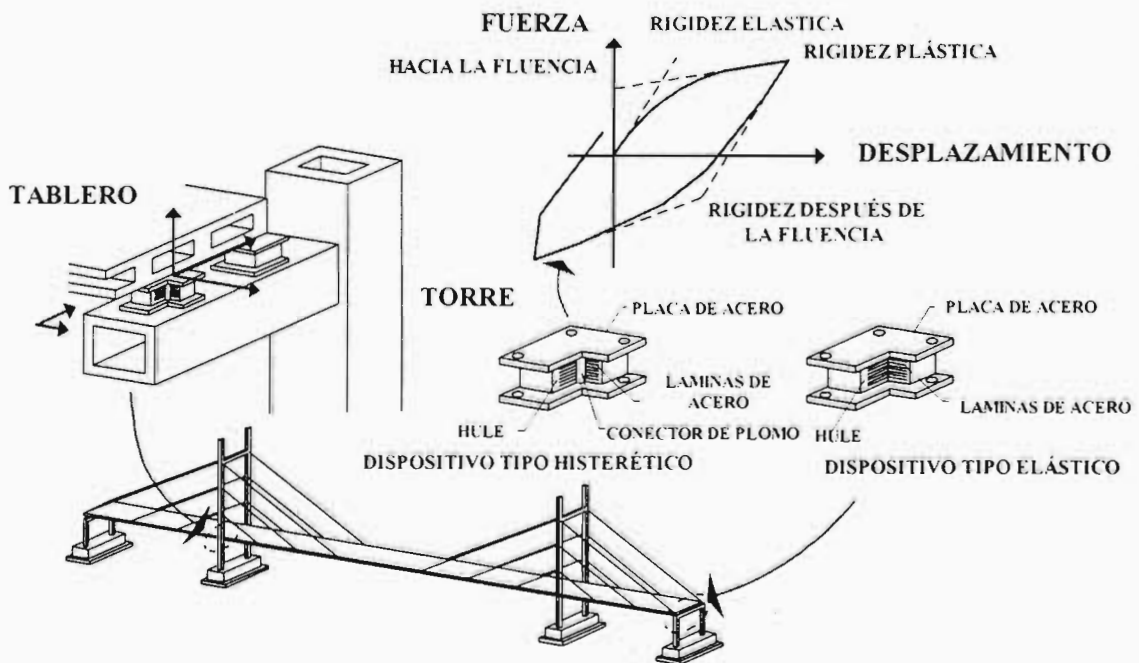
Los dispositivos de control activo operan usando una fuente de energía externa ( impulsores hidráulicos ) de manera que contrarrestan el efecto de la aplicación de las cargas para proporcionar una reducción predecible en la respuesta.

### ➤ Dispositivos de control pasivo

El tablero de un puente se puede “ aislar ” de los apoyos interponiendo dispositivos sumamente deformables por medio de cojinetes elastoméricos ( normalmente son cojinetes de hule con conectores de plomo que tienen propiedades especiales ).

Los apoyos elásticos son esenciales para amortiguar el efecto sísmico, las fuerzas térmicas y las de viento ejercidas en la base de la torre y en las pilas ( fig. 2.34 ).

Funcionan mediante un comportamiento histerético durante el cual el dispositivo desarrolla grandes deformaciones plásticas; en tales circunstancias extremas el dispositivo puede sufrir deformaciones permanentes, evitando de esta manera daños a la pila.



**figura 2.34.** Utilización de apoyos de hule - plomo ( LRB ) como dispositivo pasivo en un puente atirantado.

Otros tipos de dispositivos de disipación pasiva que permiten realizar el control del periodo natural de vibración del puente son cables de presfuerzo, zapatas de muelle, y articulaciones ( fig. 2.35 ); los cuales han sido empleados en Japón.



### ➤ **Dispositivos de control activo**

Para los puentes atirantados sujetos a grandes acciones dinámicas, los dispositivos de disipación pasiva no son suficientes para absorber los grandes desplazamientos; por lo que son necesarias conexiones especiales deformables, suplementarias a los disipadores pasivos: la disipación necesaria se obtiene usualmente por un sistema hidráulico en donde el comportamiento viscoso del aceite es tal, que bajo condiciones normales, la fuerza transmitida es insignificante ( debido a la baja velocidad del desplazamiento ), y luego actúa como un “ dispositivo de transmisión de choque ” bajo la excitación sísmica, cuando la velocidad crea altos esfuerzos.

El dispositivo viscoso es un cilindro hidráulico con un pistón de doble efecto, las dos cámaras están conectadas por una válvula de sobrepresión ( figura 2.35 ).

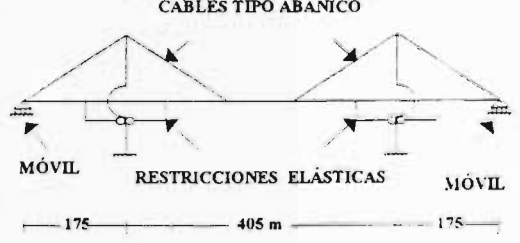
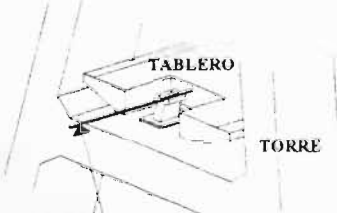
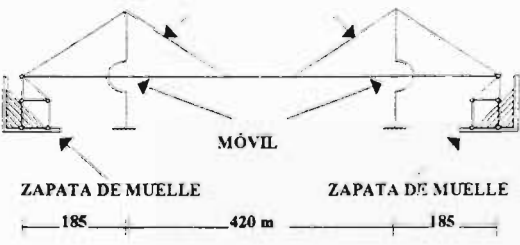
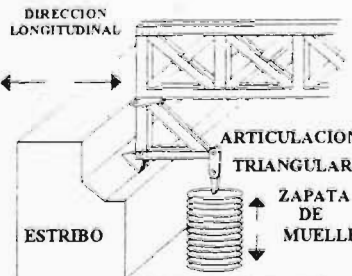
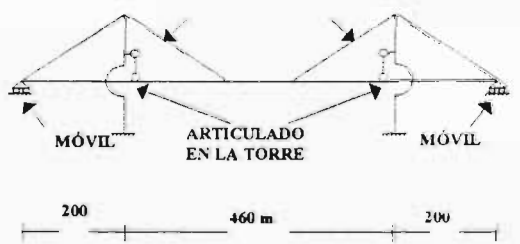
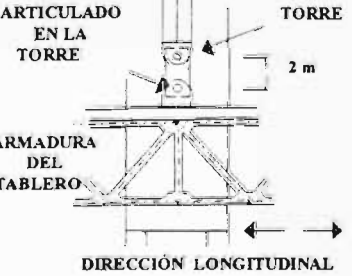
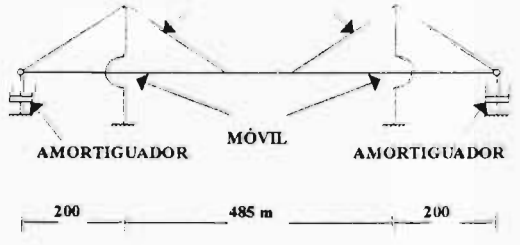
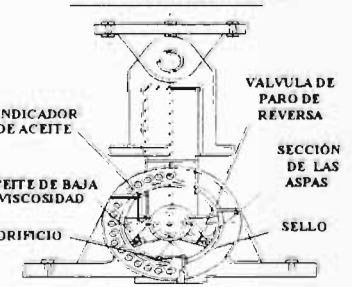
PUENTE	FORMA Y DIMENSIONES	ESQUEMA DE CONEXIÓN
<p><b>MEIKO NISHI</b> ( JAPON ) TERMINADO EN ( 1985 )</p>	<p>CABLES TIPO ABANICO</p>  <p>MÓVIL      RESTRICCIONES ELÁSTICAS      MÓVIL</p> <p>175      405 m      175</p>	 <p>TABLERO</p> <p>TORRE</p> <p>RESTRICCIÓN LONGITUDINAL POR MEDIO DE CABLES DE PRESFUERZO.</p>
<p><b>HITSUISHIJIMA</b> <b>IWAGUROJIMA</b> ( JAPON ) TERMINADO EN ( 1987 )</p>	<p>CABLES TIPO ABANICO</p>  <p>MÓVIL</p> <p>ZAPATA DE MUELLE      ZAPATA DE MUELLE</p> <p>185      420 m      185</p>	 <p>TABLERO</p> <p>DIRECCION LONGITUDINAL</p> <p>ARTICULACION TRIANGULAR</p> <p>ZAPATA DE MUELLE</p> <p>ESTRIBO</p>
<p><b>BAHÍA DE YOKOHAMA</b> ( JAPON ) TERMINADO EN ( 1992 )</p>	<p>CABLES TIPO ABANICO</p>  <p>MÓVIL      ARTICULADO EN LA TORRE      MÓVIL</p> <p>200      460 m      200</p>	 <p>ARTICULADO EN LA TORRE</p> <p>TORRE</p> <p>2 m</p> <p>ARMADURA DEL TABLERO</p> <p>DIRECCION LONGITUDINAL</p>
<p><b>HIGASHI KOBE</b> ( JAPON ) TERMINADO EN ( 1993 )</p>	<p>CABLES TIPO ARPA</p>  <p>MÓVIL</p> <p>AMORTIGUADOR      AMORTIGUADOR</p> <p>200      485 m      200</p>	 <p>MOVIMIENTO LONGITUDINAL</p> <p>INDICADOR DE ACEITE</p> <p>ACEITE DE BAJA VISCOSIDAD</p> <p>ORIFICIO</p> <p>VALVULA DE PARO DE REVERSA</p> <p>SECCION DE LAS ASPAS</p> <p>SELLO</p>

Figura 2.35. Ejemplos de dispositivos de disipación de energía ( o amortiguamiento suplementario) en las conexiones críticas en los puentes atirantados.

### 2.2.4 Dispositivos de diseño aerodinámico

Los puentes con claros grandes generalmente son muy susceptibles a las vibraciones producidas por el viento, por lo que es considerado uno de los casos de carga más importante para el diseño de estructuras de Puentes Atirantados.

Históricamente, el colapso del Puente Colgante Tacoma en 1940, después de unos pocos meses en servicio, impulsó muchas de las investigaciones referentes a la estabilidad aerodinámica de puentes.

Antes del colapso del Puente Tacoma los ingenieros dedicados al proyecto de puentes estaban satisfechos al diseñar con las cargas estáticas simplificadas para simular la presión del aire producido por vientos laterales, y el diseño convencional de puentes estaba enfocado esencialmente a la resistencia de la estructura.

Una lección aprendida del Puente Tacoma fue el reconocimiento de la importancia de la investigación aeroelástica en el diseño estructural, la cual incluye la rigidez, las características de amortiguamiento y la forma aerodinámica del puente.

En la época actual, se considera más científico eliminar las causas, que reforzar la estructura para resistir el efecto.

La fase aerodinámica del problema es el verdadero reto de los ingenieros, y en respuesta, ahora tenemos la nueva ciencia de puentes aerodinámicos.

Básicamente, la investigación y el conocimiento de la aerodinámica y la aeronáutica han conducido a interpretar el problema de los puentes, considerando la sección del tablero como una superficie aerodinámica, al igual que la sección transversal del ala de un avión.

Los resultados igualmente han sido aplicables a los puentes colgantes y atirantados.

### 2.2.4.1 Fuerzas aerodinámicas

Las fuerzas aerodinámicas ejercidas por el viento sobre la superestructura de un puente dependen de la forma y tamaño de la sección transversal del tablero y del ángulo de ataque del viento.

La amplitud de la oscilación puede incrementarse por la intensidad de la fuerza del viento, la capacidad de la estructura para almacenar energía, el amortiguamiento estructural y la duración del viento capaz de excitar movimiento.

La presión ejercida por el aire sobre el puente se altera a partir de que éste es desplazado lentamente, como resultado de este proceso el puente experimenta una fuerza resultante aerodinámica la cual se divide en tres componentes ( fig.2.36 ):

La Succión, El Arrastre y El Momento de Volteo.

- La succión es la componente de fuerza vertical actuando hacia arriba, perpendicular al plano del tablero.
- El arrastre es la componente de fuerza horizontal actuando en la misma dirección del flujo del viento.
- El momento de volteo actúa en el plano contenido por el despegue y el arrastre.

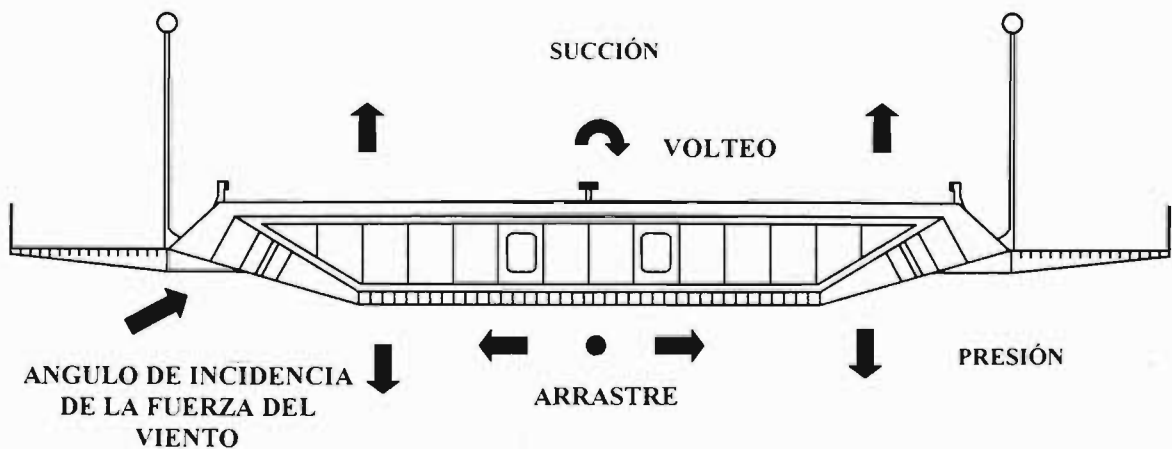


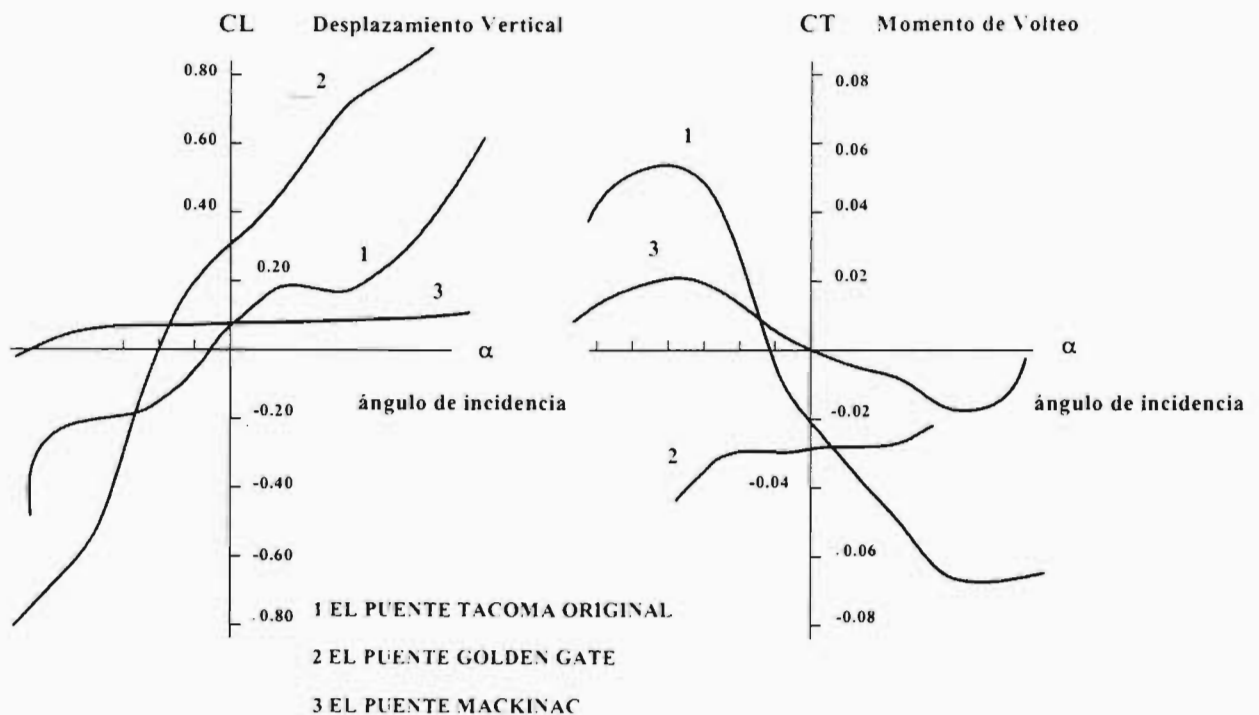
figura 2.36 .- Componentes de la fuerza del viento actuando sobre la Superestructura del Puente.

Es muy importante el ángulo de incidencia en el comportamiento del puente ya que permite detectar una posible inestabilidad aerodinámica, la velocidad relativa del viento con respecto a la superestructura del puente varía con el tiempo en magnitud y dirección por efecto del desplazamiento de la misma estructura .

Puede ocurrir que cierto ángulo de incidencia produzca desplazamientos y giros que den lugar a un nuevo ángulo de incidencia y a una nueva magnitud de la velocidad relativa que sean más desfavorables para la estructura; el fenómeno puede en este caso continuar hasta provocar el colapso de la estructura..

Este fenómeno se estudia por medio de la " Teoría de la Succión - Pendiente Negativa " la cual establece graficando el ángulo de incidencia con los desplazamientos o las fuerzas sobre la estructura, que si la curva resultante tiene pendiente negativa existen problemas de inestabilidad antes mencionados.

Como una ilustración de ésta teoría, en la figura 2.37 está mostrado la comparación de las gráficas de succión estática para los puentes Mackinac, Golden Gate y el puente original Tacoma .



**Figura 2.37.** Despeje estático y Coeficientes de Momento.

Si  $dC_L / d\alpha$  es negativo, el cambio en la succión actúa en el mismo sentido y tiende a incrementar el movimiento, conduciendo a oscilaciones de proporciones catastróficas.

Si la pendiente  $C_L / d\alpha$  es positivo, el cambio en la succión tiende a oponerse al movimiento y puede conducir a limitar las oscilaciones dañinas.

Si  $dC_L / d\alpha$  es cero, el movimiento no es afectado por la fuerza del viento.

### 2.2.4.2 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
- Ondas de galopeo.

#### ➤ *Emisión de vórtices*

La emisión de vórtices es causada por la alteración del flujo del aire detrás de un cable el cual vibra cuando los períodos de oscilación del cable y del flujo son iguales. Este tipo de vibración es particularmente observado en puentes con cables muy largos como en el puente Meiko-Nishi en Japón, aunque la amplitud es relativamente más pequeña que en otros tipos de vibraciones.

#### ➤ *Vibración por lluvia*

La vibración por lluvia primero fue observada sobre el puente Meiko-Nishi, y es causada 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 vaina de los cables de polietileno, cuando el puente se ubica sobre una llanura, y cuando el cable tiene un diámetro entre 120 a 200 mm.

#### ➤ *Ondas de galopeo*

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 en Japón cuando el viento llegó desde la dirección derecha del puente, la vibración comenzó con una velocidad del viento menor a 5 m /seg. y la amplitud se incremento de 200 hasta 500 mm; pero decreció después de una cierta velocidad del viento.

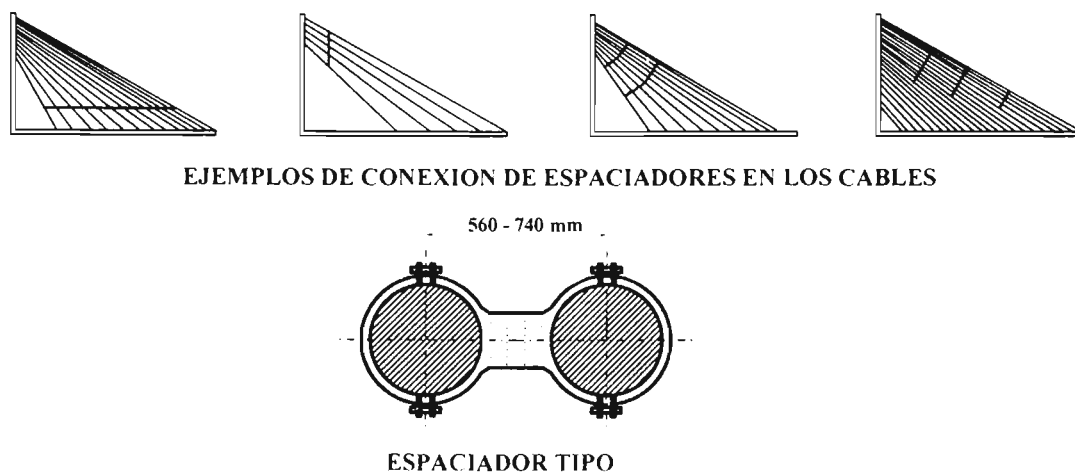
### 2.2.4.3 Diseños especiales para mitigar la vibración de los cables

#### ➤ Espaciadores

Se han usado hasta ahora varios métodos para mitigar la vibración de los tirantes sobre los puentes atirantados. 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 para las ondas de galopeo.

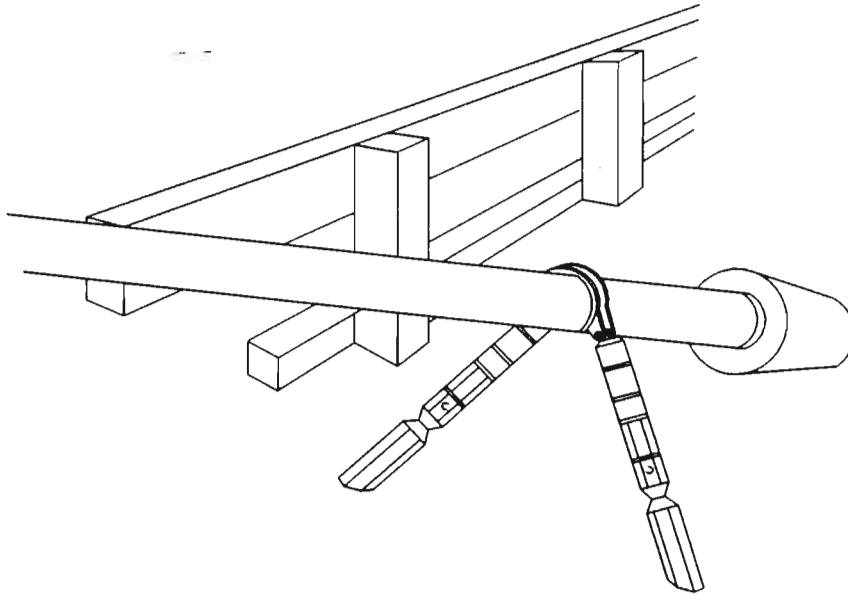
En los puentes Hitsuishijima e Iwakurojima se adoptó este método y los espaciadores ( figura 2.38 ) también están insertados entre dos tirantes para prevenir las ondas de galopeo. Este método no intenta incrementar el amortiguamiento estructural pero restringe los movimientos de los tirantes, y ha mostrado resultados exitosos sobre el puente.



**Figura 2.38.** Espaciadores utilizados en los cables de los puentes Hitsuishijima e Iwakurojima en Japón.

### ➤ *Amortiguadores Hidráulicos*

Otro método comúnmente usado es anclar amortiguadores hidráulicos a los tirantes en el tablero ( figura 2.39 ); los puentes Saint-nazaire y Aratsu adoptaron este sistema.



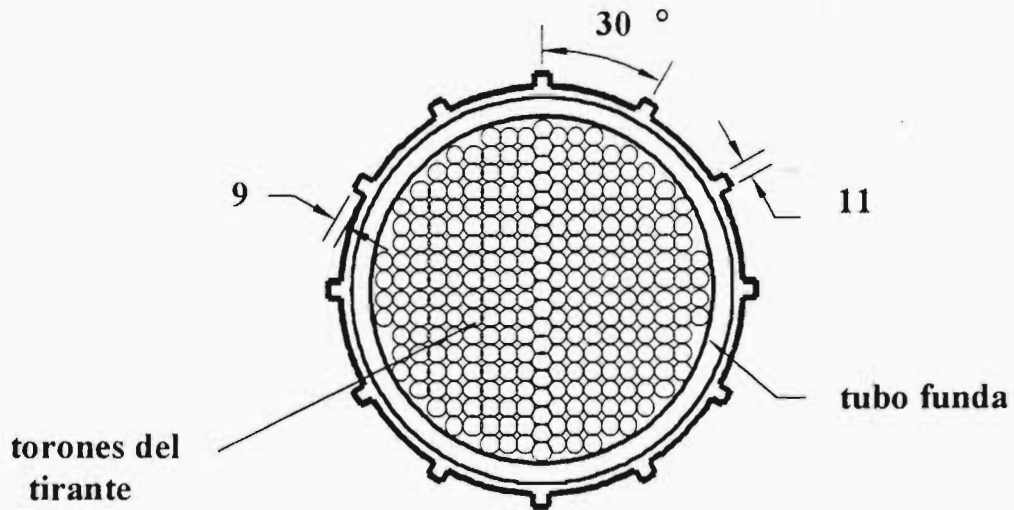
**Figura 2.39.** Amortiguadores Hidráulicos utilizados en los tirantes del puente Aratsu en Japón.

### ➤ *Vainas con aletas.*

Otra prueba realizada en el puente de Kobe oriental es anclando una funda con aletas sobre la superficie circular del tirante figura 2.40

La idea de esta funda con aletas es incrementar la superficie de rugosidad y prevenir la ocurrencia de riachuelos de agua, también se ha verificado por medio de experimentos que son útiles para la emisión de vórtices y para la vibración debida a la lluvia.





**Figura 2.40.** Vaina con aletas longitudinales a su superficie utilizada en los tirantes del puente de Kobe oriental en Japón.

### 2.2.4.4 Diseño aerodinámico del tablero

Las oscilaciones aerodinámicas de los puentes atirantados no siempre pueden evitarse. Sin embargo, es deseable limitar la amplitud de la oscilación dentro de algún margen de seguridad.

Los métodos más importantes para controlar las oscilaciones aerodinámicas son:

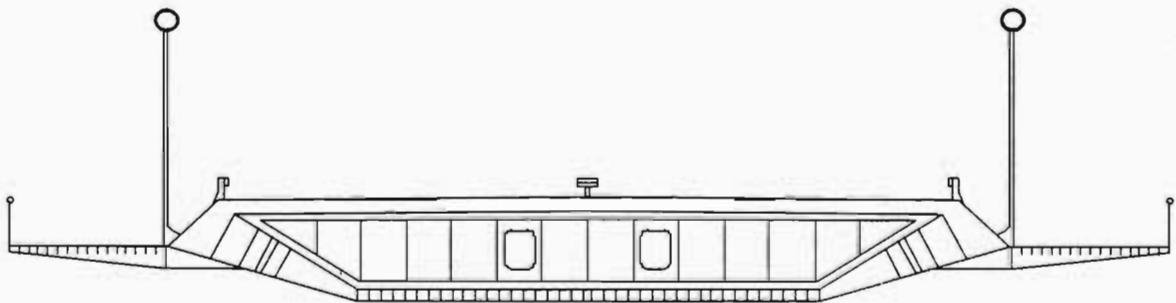
- Forma Aerodinámica del tablero.
- Rigidez
- Amortiguamiento mecánico del puente.

#### ➤ *Forma aerodinámica del tablero.*

Numerosas pruebas de viento realizadas por investigadores en diversos países indican que las secciones transversales escarpadas tienen características que producen desprendimiento de vórtices lo que provocan grandes fuerzas verticales alternadas. Estas pruebas han permitido desarrollar un tipo de sección transversal que tiene las características aerodinámicas más favorables.

Para la estabilidad aerodinámica generalmente es benéfico diseñar la estructura con un mínimo de área expuesta al viento, de manera que reduzca la magnitud de las fuerzas aerodinámicas.

Esto se debe a que las fuerzas aerodinámicas son proporcionales a las fuerza de vórtices, el cual sucesivamente es proporcional al perfil de arrastre. Para el Puente Colgante del Severn, en Inglaterra se proyectaron bordes de ataque para el tablero figura 2.41.

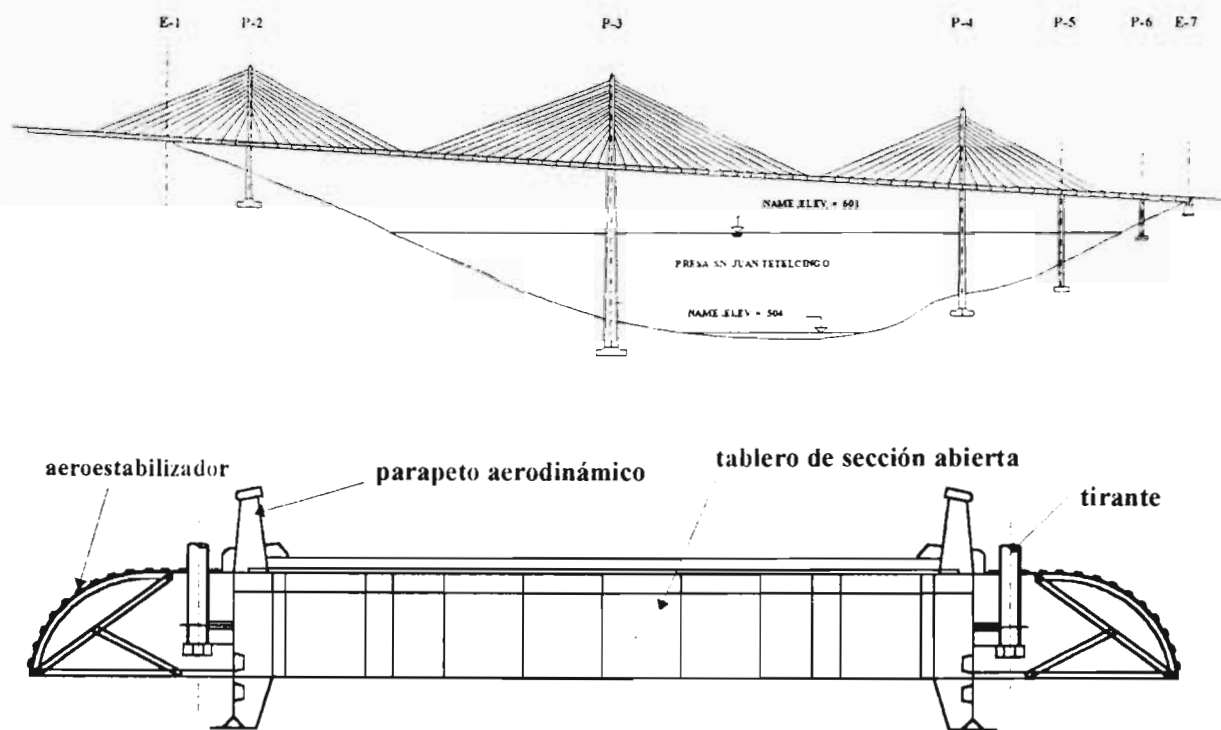


**Figura 2.41.** Sección Transversal del tablero del Puente Colgante Severn Inglaterra, mostrando los Bordes de Ataque perfilados.

Una reducción en el área frontal expuesta disminuye el perfil de arrastre, y por lo tanto se reduce la fuerza efectiva aerodinámica. La estabilidad aerodinámica de los puentes atirantados y colgantes se logra cuando la forma de la sección transversal sea de tal manera que:

- Se mitigue o elimine los remolinos de viento los cuales producen el efecto de la separación de vórtices.
- Se produzca un mínimo de componentes de fuerza de succión y de momentos de volteo para disminuir las oscilaciones en flexión y en torsión.

También es posible realizar la estabilidad aerodinámica con tableros de sección abierta por medio de deflectores convenientemente dispuestos como en el caso del Puente Mezcala en México figura 2.42



**Figura 2.42.** Sección transversal del tablero del Puente Atirantado Mezcala México, mostrando los Deflectores de Viento (Aeroestabilizador).

### ➤ *Rigidez a la torsión del tablero*

La estabilidad se mejora si la frecuencia del tablero a la flexión o torsión es alta. ejemplos de tipos de rigidez torsional son las secciones cajón cerradas, armaduras peraltadas cerradas por la calzada y rígida al viento para constituir un tubo en celosía. Por otro lado, las secciones " H " tienen poca rigidez a la torsión.

### ➤ *Amortiguamiento mecánico del puente*

En un puente atirantado con muchos tirantes, es muy difícil obtener y mantener el primero y el segundo modo de oscilación, debido a que muchas fuerzas de los cables perturban rápidamente tales oscilaciones, el amortiguamiento se debe a la interferencia de los cables durante su vibración, ya que cada uno de ellos tiene una frecuencia natural diferente.

Este amortiguamiento es capaz de prevenir el origen de vibraciones con gran amplitud en el plano vertical, sin embargo, el amortiguamiento no puede prevenir las vibraciones torsionales de un puente cuando está suspendido solamente por cables arreglados en un plano axial en el eje del puente.

El modo de oscilación más peligroso de los puentes colgantes es el modo torsional asimétrico, el cual causó el colapso del puente Tacoma, figuras 2.37 y 2.43 ( a ).

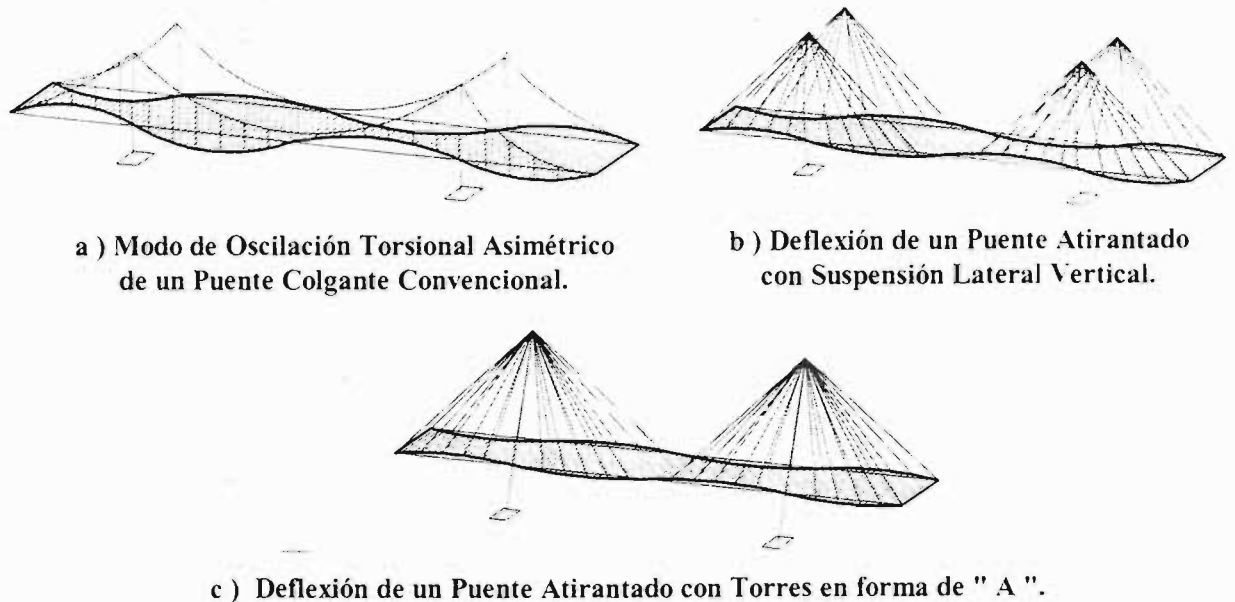
En los puentes colgantes es muy fácil que se desarrolle el momento de volteo debido a las fuerzas del viento, ya que los 2 cables principales pueden moverse uno contra otro, uno hacia abajo en la mitad del claro, y el otro hacia arriba, de esta manera el tablero no presenta resistencia contra el movimiento torsional.

Esta es la razón fundamental por la cual, en un puente colgante se necesita mayor rigidez torsional en los sistemas de superestructura.

En el puente atirantado, los cables proporcionan ellos mismos una gran resistencia contra este movimiento torsional.

Una desigual deflexión entre los 2 cables se debe principalmente a las diferentes deflexiones de las 2 piernas de las torres figura 2.43 ( b ).

Esto desaparece si se utilizan torres en forma de " A " como se ha sugerido para claros largos figura 2.43 ( c ).



**Figura 2.43.** Deformación de la estructura dependiendo del método de suspensión adoptado.

Así debido al comportamiento de los mismos cables, el puente atirantado no es tan susceptible a los efectos del viento como un puente colgante, y por lo tanto, el tablero no necesita de una gran rigidez torsional como el segundo (excepto para una suspensión axial).

#### 2.2.4.5 Estabilidad durante la construcción

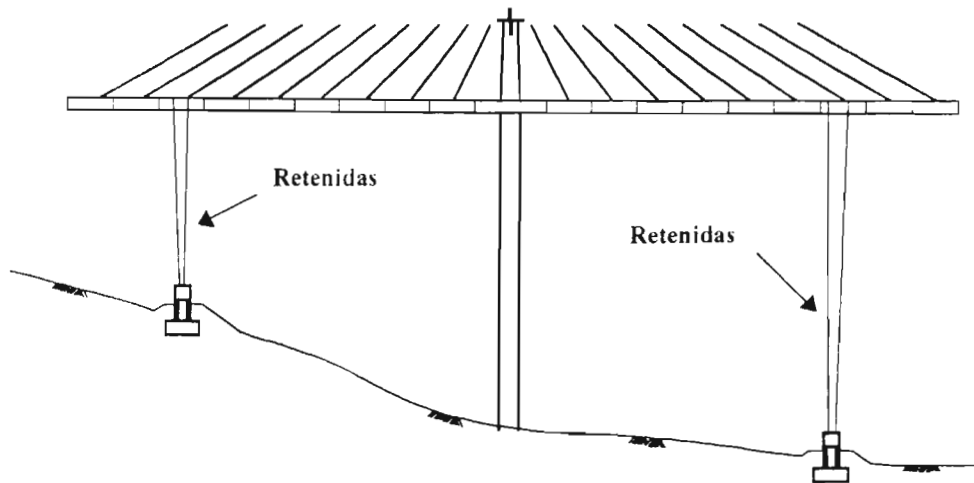
Es muy importante notar que se debe probar la estabilidad de toda la estructura para velocidades del viento esperadas en el sitio. Sin embargo, ésta no es necesariamente la condición de estabilidad más crítica, ya que esta ocurre durante la construcción, cuando los extremos no han sido totalmente conectados, y por lo tanto la rigidez total de la estructura no se ha alcanzado.

En la etapa de montaje, las frecuencias son más bajas que las que aparecen en la condición final y la relación de la frecuencia a la torsión y la frecuencia a la flexión puede aproximarse a la unidad.

Durante la construcción, varias etapas de la estructura pueden ser más críticas que con el puente en servicio.

Por ejemplo, en el puente Mezcala, durante la fase constructiva del doble voladizo de la pila No. 3, se previó que éste no oscilara como una balanza debido a las cargas del viento o al fenómeno de sismo, para lo cual se diseñaron en los dos extremos del voladizo retenidas provisionales por medio de cables de presfuerzo ancladas al suelo.

Estas retenidas además de prevenir el riesgo de volteo, se utilizaron adicionalmente para el control geométrico de la construcción de la superestructura figura 2.44



**Figura 2.44.** Retenidas Provisionales utilizadas en el Puente Mezcala México durante la fase constructiva del doble voladizo de la pila No.3.

## 2.3 Dispositivos para la evaluación del comportamiento del puente durante y después de la construcción.

### 2.3.1 Niveletas y puntos de control

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 los esfuerzos y las 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 para comprobar que el estado de esfuerzos que se tiene en la realidad coincide con los del cálculo.

De la descripción anterior se formulan dos requerimientos:

- La necesidad de conocer con precisión las flechas teóricas correspondientes al estado ideal.
- 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 ajusten a las teóricas.

Por lo tanto, y como consecuencia de todos los efectos que operan sobre la estructura se hace imprescindible establecer un procedimiento de actividades conocido como control geométrico ( este tema se trata en el capítulo III), que responda al ciclo repetitivo durante el proceso constructivo.

Para realizar el control geométrico se deben efectuar con precisión mediciones topográficas en puntos ubicados de acuerdo al modelo de análisis del puente, así como la comprobación de las fuerzas de los tirantes; la estrategia habitual para obtener las mediciones topográficas es :

- Se establecen marcas fijas de fácil acceso en los fustes y ramas de los pilones ( niveletas ), cuya elevación se marca con todo cuidado conforme se construye, y que regularmente se comprueba desde una base establecida en tierra firme, ya que sirve de base para el control de la verticalidad y la torsión de los pilones.
- En el tablero se instalan “ testigos ” en donde sean requeridos por el modelo del cálculo; los cuales estarán referidos a bancos de nivel preestablecidos y a partir de los cuales se realizan todas las mediciones.

Algunos países realizan las mediciones por medios automáticos instrumentando el puente, empleando para ello dispositivos de tecnología de vanguardia como son : el rayo láser y la fibra óptica para obtener los niveles del tablero y la inclinación de los pilones, los termocopladores para obtener el gradiente térmico, las celdas de tensión para controlar la tensión de los torones, y los dispositivos electrónicos para medir la contracción y las deformaciones en diferentes miembros de la estructura.

Estas mediciones automáticas se almacenan en una base de datos en la computadora que realiza el cálculo de control, para actualizar y calibrar los cálculos durante el proceso constructivo evitando de esta manera los errores humanos.

Los puntos de control deben quedar permanentes durante la etapa constructiva así como en servicio, para continuar evaluando el comportamiento del puente a través de una metodología específica que permita realizar los trabajos de mantenimiento.

Las figuras 2.45 y 2.46 muestran los puntos de control para la nivelación del tablero y las niveletas para el control de la verticalidad y la torsión de los pilones del Puente Mezcala.



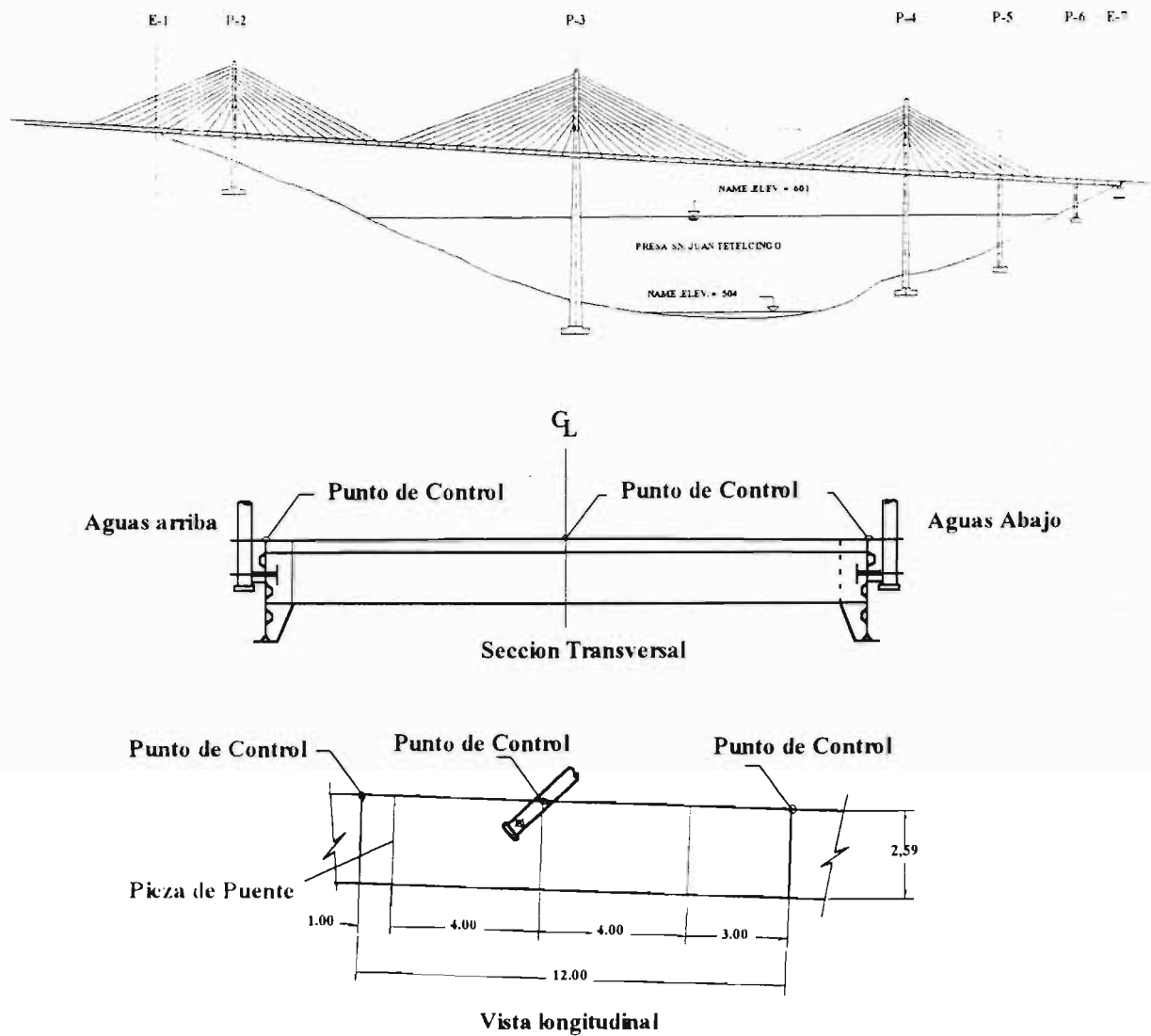
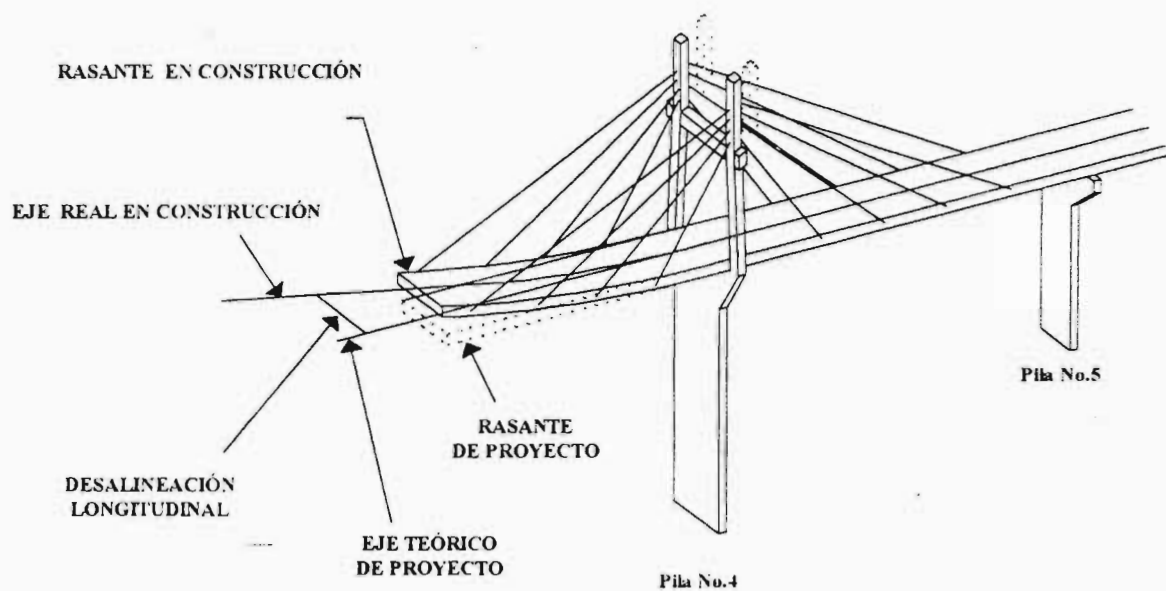


Figura 2.45. Puntos de control verticales en la sección del tablero del Puente Mezcala.

CONTROL DE LA VERTICALIDAD Y TORSIÓN DE LAS RAMAS DE LOS PILONES



PUNTOS DE CONTROL HORIZONTALES EN LOS PILONES DEL PUENTE MEZCALA

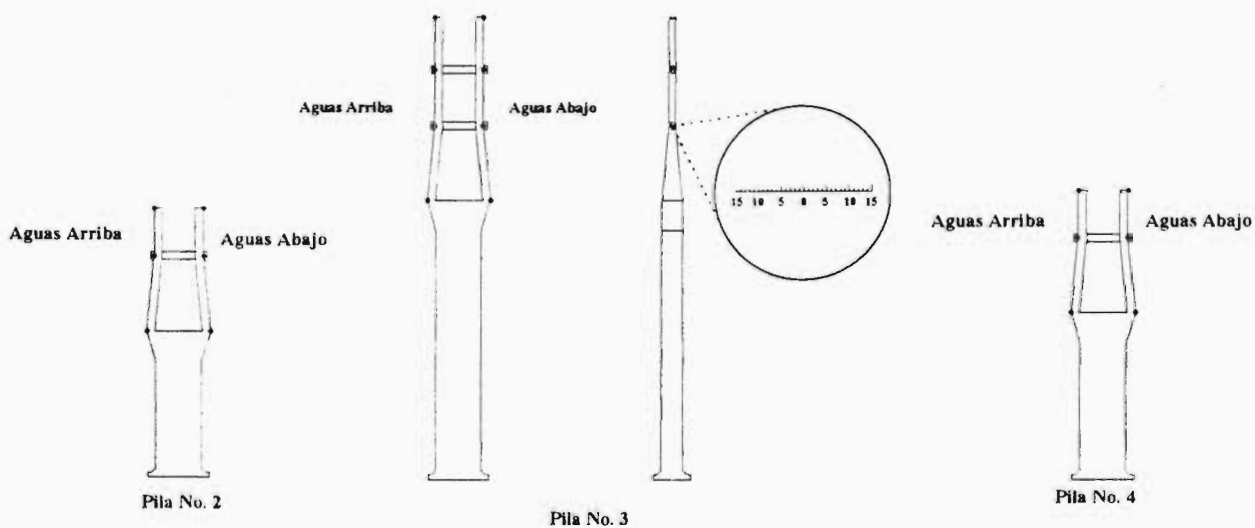


Figura 2.46. Niveletas para el control de la verticalidad y la torsión de los pilones del Puente Mezcala.

### **3 CONTROL GEOMÉTRICO Y NO LINEALIDAD**

#### **3.1 INTRODUCCIÓN**

Una de las principales dificultades que encuentran los ingenieros cuando se enfrentan con el problema de diseñar puentes atirantados es la carencia de experiencia con este tipo de estructura, debido particularmente a su comportamiento no lineal bajo las cargas normales de diseño.

En este capítulo se presenta las bases para comprender el fenómeno de la no linealidad geométrica del puente atirantado y la necesidad de llevar a cabo en forma correcta el control geométrico de la superestructura durante su construcción y después en la etapa de servicio para realizar los trabajos de mantenimiento del puente.

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 los 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.

Después en la etapa de servicio se requiere conocer el comportamiento del puente: es decir conocer como resistirá el puente diseñado originalmente ante la evolución de las cargas vivas que cada vez más tienden a hacer mayores de acuerdo a las necesidades de transportación y al tránsito; de tal manera que se pueda prever su reforzamiento, conocer como preservar los elementos estructurales y sus detalles especiales frente a la contaminación ambiental principalmente de puentes ubicados zonas climáticas agresivas, que decisión tomar como dependencia oficial ante la ocurrencia de fenómenos accidentales como huracanes y sismos extraordinarios y comunicarle a los ciudadanos si el puente puede abrirse en forma segura al tránsito después de haber ocurrido dichos fenómenos, y finalmente monitorear el puente ante las deformaciones dependientes del tiempo inherentes a los materiales sometidos a carga sostenida como son las deformaciones debidas al flujo plástico en el concreto y a la deformación por fluencia de los tirantes ya que estas deformaciones que ocurren durante la vida útil del puente afectan las tensiones en los tirantes y por consiguiente la rasante original del puente, generando adicionalmente esfuerzos en los elementos resistentes que deben mantenerse en los rangos aceptables del diseño original.

El control geométrico es semejante a un laboratorio viviente en el cual las hipótesis de cálculo ( módulos de elasticidad, pesos de los equipos, cargas permanentes, tensiones efectivas de los tirantes, deformaciones esperadas en el pilón y en tablero, etc. ) son calibradas y ajustadas 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 y a las fases de mantenimiento. A través del control geométrico se manifiestan inmediatamente los errores u omisiones ya sea de construcción o de las hipótesis del cálculo.

En resumen, 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.

### 3.2 Comportamiento no lineal de los puentes atirantados

Aunque el comportamiento del material de los elementos del puente atirantado sea elásticamente lineal, las relaciones carga - desplazamiento de la estructura será no lineal bajo las cargas de diseño.

Este comportamiento no lineal es resultado de:

- No linealidad de la relación fuerza axial – deformación de los tirantes inclinados debido a la flecha causada por su peso propio.
- Relación no lineal fuerza axial - momento flexionante que pueden ocurrir debido a la interacción de grandes momentos flexionantes y deformaciones axiales en los miembros.
- Grandes desplazamientos que pueden ocurrir en la estructura bajo las cargas de diseño.

Todos estos efectos son debidos a los cambios geométricos los cuales ocurren cuando la estructura se deforma al aplicar las cargas.

#### 3.2.1 Nolinealidad del material en el caso de los tirantes

Es bien conocido de la mecánica elemental que un cable apoyado en sus extremos y sometido a su peso propio y con una fuerza de tensión axial aplicada externamente se flechará y tomará la forma de una catenaria.

La rigidez axial del cable cambiará con el cambio de la flecha, el cual variará los desplazamientos en los extremos de los cables. Para miembros convencionales a tensión, la flecha ocasionada por el peso propio puede ignorarse, sin embargo, para los miembros tipo cable la flecha se debe considerar si se desea obtener precisión en el análisis.

Los desplazamientos en los extremos del cable, que resultan de las deformaciones en la estructura debido a las cargas aplicadas, tienen 3 distintos efectos sobre el cable.

- El primero es un cambio en la deformación del material del cable. Este cambio en la deformación se puede considerar lineal y está gobernado por el módulo de elasticidad del material.
- El segundo, existe un acomodamiento de los alambres individuales en la sección transversal del cable bajo el cambio de carga. Parte de esta deformación, que se conoce como acortamiento por construcción, es permanente, sin embargo, esta deformación permanente usualmente es eliminada por la fabricación del cable por medio de un prealargamiento del cable a través de una sobrecarga de tensión que es mayor a la de trabajo durante el proceso de manufactura del cable.

Parte de esta deformación no permanente resulta una reducción aparente del módulo de elasticidad efectiva del cable. Por ejemplo, la especificación ASTM A536 establece que el módulo de elasticidad efectivo para un torón helicoidal pre-alargado será tomado como 1.67 millones de  $\text{kg/cm}^2$ , mientras que el módulo de elasticidad del material es aproximadamente 2 millones de  $\text{kg/cm}^2$ .

- El tercero es el cambio en la flecha del cable, debido a la deformación del material. Este cambio en la flecha está gobernado por la longitud del cable, por su peso propio y por la fuerza de tensión aplicada.

Es en este cambio en la flecha el que provoca la relación no lineal fuerza- deformación del cable ya que el cambio en la flecha no varía linealmente con la tensión del cable.

Un método conveniente para considerar la no linealidad en los tirantes es considerar un cable equivalente a un miembro recto con un módulo de elasticidad equivalente. El módulo de elasticidad equivalente combina ambos efectos el de las deformaciones del material y las deformaciones geométricas, entonces, la rigidez axial del miembro equivalente para cualquier combinación particular de tensión y flecha del cable, es la misma con la rigidez axial del cable real.

Este concepto de un módulo de elasticidad equivalente primero fue establecido por Ernst y ha sido verificado por varios investigadores.

Si el cambio en la tensión del cable durante un incremento de carga no es grande, la rigidez axial del cable no será importante y no cambiará. para esta situación, el módulo de elasticidad equivalente se puede considerar que es constante y está dado por la siguiente ecuación

$$E_{eq} = E / [ 1 + [ ( w L )^2 AE / 12 T^3 ] ]$$

Donde

$E_{eq}$  = módulo de elasticidad equivalente

$E$  = modulo efectivo del material

$L$  = longitud horizontal proyectada del cable

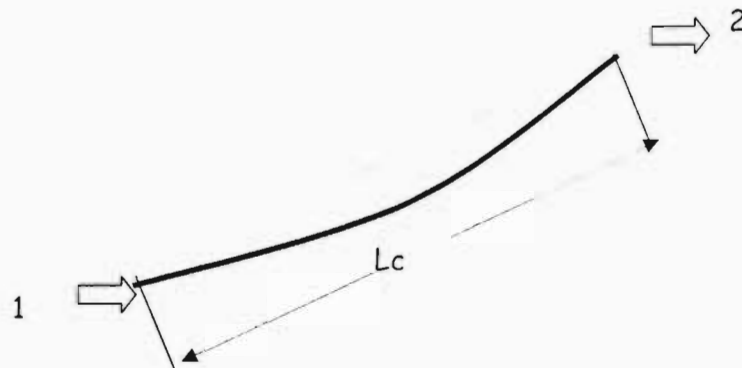
$w$  = peso por unidad de longitud del cable

$A$  = área de la sección transversal del cable

$T$  = tensión del cable antes de se incremente la carga aplicada

Usando el concepto de módulo de elasticidad equivalente  $E_{eq}$  y la longitud de rigidez del miembro individual, para cualquier cable inclinado, para el sistema coordenado local mostrado en la figura 3.1, se puede escribir en la forma convencional como :

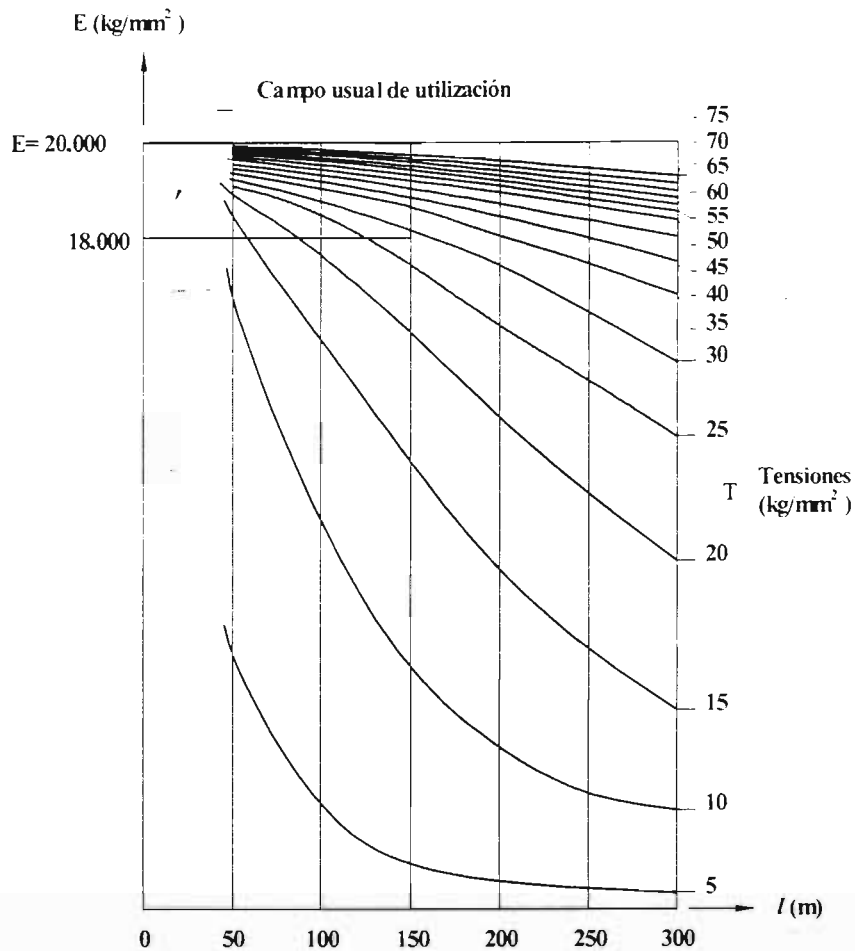
$$[K_m] = \begin{bmatrix} AE_{eq} / L_c & -AE_{eq} / L_c \\ -AE_{eq} / L_c & AE_{eq} / L_c \end{bmatrix}$$



**Figura 3.1.** Cable con cuerda inclinada

Donde  $L_c$  es la longitud de la cuerda inclinada.

Las curvas de la figura 3.2 ponen en evidencia la importancia primordial de la tensión de trabajo de los tirantes. Para una tensión de  $10 \text{ kg} / \text{mm}^2$  la rigidez de un tirante, con una proyección horizontal de 100 m, es igual a la mitad que la del cable recto. Esto explica el porqué los primeros puentes atirantados los claros eran pequeños, no tenían una rigidez suficiente, en razón de las débiles tensiones admisibles de los tirantes.



**Figura 3.2.** Variación del Módulo de Elasticidad Equivalente de un Tirante en función de su Longitud y su Tensión.

Pero para tirantes con una proyección horizontal del orden de 200m, tensados por arriba de los 40  $\text{kg/mm}^2$  el valor de  $E_{eq}$  es próximo a  $E$  :

$$l = 200 \text{ m} \qquad \sigma = 40 \text{ kg/mm}^2 \qquad E_{eq} = 0.94 E$$

$$\sigma = 50 \text{ kg/mm}^2 \qquad E_{eq} = 0.97 E$$

En los puentes atirantados de concreto con claros medianos en los que el peso propio representa generalmente una fracción importante de la carga total, en la mayoría de los casos para que se puedan despreciar las variaciones del módulo de elasticidad equivalente debidas a las cargas variables, se debe mantener suficientemente elevada la tensión permanente de los tirantes.



No ocurre lo mismo con los puentes de grandes claros, en los cuales la eficacia de los tirantes decrece rápidamente cuando su longitud aumenta.

$$l = 400 \text{ m}$$

$$\sigma = 40 \text{ kg / mm}^2$$

$$E_{eq} = 0.80 E$$

$$\sigma = 50 \text{ kg / mm}^2$$

$$E_{eq} = 0.93 E$$

Por esto, es necesario utilizar en este caso tirantes constituidos por cables capaces de soportar tensiones elevadas, incluidos los propios anclajes.

## 3.2.2 No linealidad geométrica de la estructura

### 3.2.2.1 Miembros a flexión

Los miembros estructurales que soportan fuerza axial y flexión están sujetos a una interacción entre estos dos efectos. La deflexión lateral de un miembro provoca momentos flexionantes adicionales cuando se somete simultáneamente a la fuerza axial aplicada, de esta manera se altera la rigidez a flexión.

De esta forma la presencia de momentos flexionantes afectarán la rigidez axial del miembro debido a un acortamiento aparente del miembro provocado por las deformaciones por flexión. Para muchas estructuras convencionales se puede ignorar la interacción entre la flexión y los efectos axiales, sin embargo, debido a que pueden ocurrir grandes deformaciones en los miembros de los puentes atirantados, esta interacción puede ser importante y debe ser considerada, cuando menos hasta que se pueda demostrar si se tiene un efecto importante en el comportamiento de la estructura.

### 3.2.2.2 Grandes Desplazamientos

La práctica usual en el diseño estructural es suponer que los cambios geométricos en la estructura, durante la aplicación de las cargas de diseño, son pequeños, así que la geometría original se pueda calcular con las longitudes de los miembros, pendientes y las cargas en ese instante.

En las estructuras de puentes atirantados pueden ocurrir desplazamientos de varios metros, por lo tanto, el efecto de los cambios geométricos en la estructura pueden ser muy importantes.

## 3.3 Consideraciones de los efectos no lineales en el análisis

Ya que la relaciones fuerza-deformación de los puentes atirantados son no lineales, su análisis bajo la acción de las cargas aplicadas es más complicado que para las estructuras

convencionales. Es una regla básica de la mecánica que las cargas aplicadas estáticamente sobre una estructura siempre estén en equilibrio con las fuerzas internas de los miembros.

El análisis de un puente atirantado se debe llevar a cabo con su carga total es decir con las cargas vivas y muertas. Para una estructura lineal, las ecuaciones de equilibrio se pueden establecer en términos de los desplazamientos con constantes de proporcionalidad sin cambios, conocidos como coeficientes de rigidez.

La ecuación general del equilibrio es

$$[ K ] \{ D \} = W \}$$

Donde

[ K ] Es la matriz cuadrada de coeficientes de rigidez

{ D } Es el vector de desplazamientos en los nodos

{ W } Es el vector de fuerzas aplicadas en los nodos

Para estructuras no lineales, los coeficientes de rigidez cambian con el cambio de la carga, y en muchos casos no se pueden representar por una expresión algebraica sencilla, así se aumenta la dificultad en la formulación y en la obtención de una solución para las ecuaciones de equilibrio.

El procedimiento usual para el análisis bidimensional de puentes atirantados, es realizar una serie de combinación de iteraciones de aproximación incremental.

Las cargas desequilibradas, que son obtenidas de la suma de cargas aplicadas externas y las fuerzas internas en los miembros en cada nodo de la estructura, se aplican incrementalmente durante cada ciclo de iteración suponiendo un comportamiento lineal de la estructura durante la aplicación de cada incremento de carga.

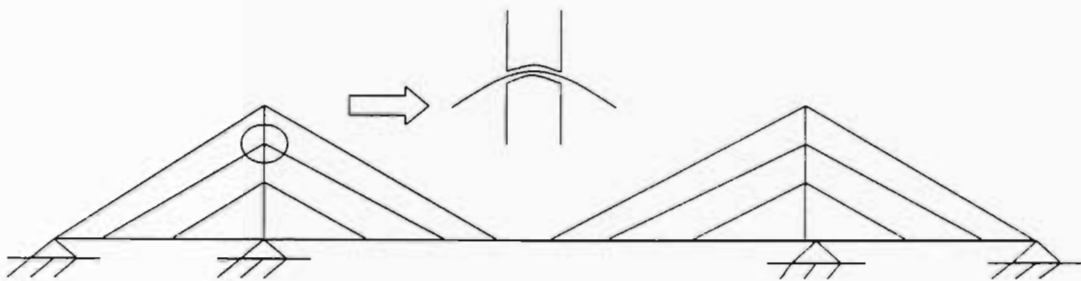
Los coeficientes de rigidez de una estructura se recalcula después de cada incremento de carga usando la forma deformada existente de la estructura. Se continúan las iteraciones hasta que se satisface el equilibrio en todos los nodos dentro de un límite preestablecido.

Una característica particular de los puentes atirantados es la de poder ajustar las fuerzas axiales en los cables para controlar los diagramas de momentos flexionantes en los pilones y en la superestructura.

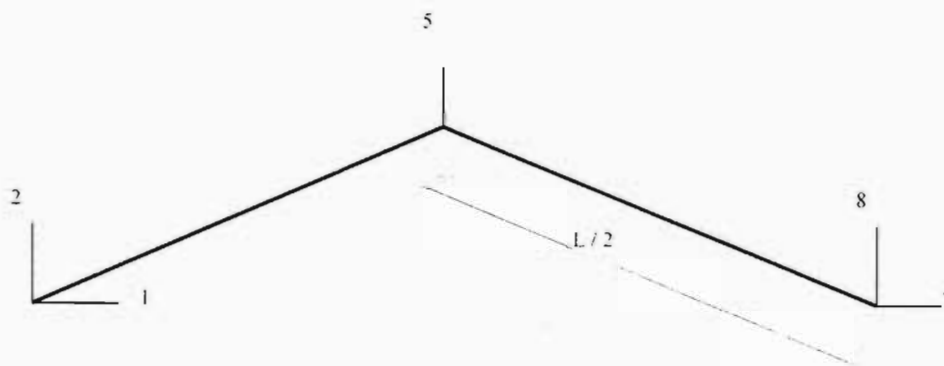
Después de que el puente se ha construido se pueden disminuir los momentos flexionantes máximos retensando los cables. Sin embargo, esto aumentará los momentos flexionantes más pequeños de signo contrario. Aplicando fuerzas predeterminadas de retensado se obtendrá una condición óptima de equilibrio.

Una primera aproximación simplificada de cálculo es despreciar el comportamiento no lineal y realizar un análisis lineal. En este caso, el análisis de un puente atirantado no presenta problemas particulares y se puede realizar el análisis con un modelo bidimensional formado por elementos barra a través de programas de computadora ordinarios como el SAP2000 u otros.

Los únicos ajustes requeridos que se deben realizar son para las conexiones móviles entre el cable y el pílón (figura 3.3). La matriz de rigidez de un cable móvil típico se puede establecer considerando el cable como un elemento bilineal particular (fig.3.4).



**Figura 3.3.-** Puente atirantado con conexión móvil en la unión cable-pilón



**Figura 3.4.** Acciones del miembro y desplazamientos del cable móvil

La matriz de rigidez correspondiente es:

$$[SM]_{\alpha} = \frac{Ee.t}{L_1} \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & \frac{\sin 2\alpha}{2} & 0 & 0 & -\sin 2\alpha & 0 & -\cos^2 \alpha & \frac{\sin 2\alpha}{2} & 0 \\ \frac{\sin 2\alpha}{2} & \sin^2 \alpha & 0 & 0 & -2\sin^2 \alpha & 0 & -\frac{\sin 2\alpha}{2} & \sin^2 \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin 2\alpha & -2\sin^2 \alpha & 0 & 0 & 4\sin^2 \alpha & 0 & \sin 2\alpha & -2\sin^2 \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\cos^2 \alpha & -\frac{\sin 2\alpha}{2} & 0 & 0 & \sin 2\alpha & 0 & \cos^2 \alpha & -\frac{\sin 2\alpha}{2} & 0 \\ \frac{\sin 2\alpha}{2} & \sin^2 \alpha & 0 & 0 & -\frac{\sin^2 \alpha}{2} & 0 & -\frac{\sin 2\alpha}{2} & \sin^2 \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (1)$$

De acuerdo a estudios realizados por diversos investigadores se sabe que el error producido por no tomar en cuenta el comportamiento no lineal del puente atirantado es superior al 12.4%.

En los últimos años se han realizado sustanciales progresos para establecer métodos de análisis de estructuras reticulares tomando en cuenta la no linealidad debido a los grandes desplazamientos, la interacción entre el momento flexionante y la fuerza axial y la no linealidad del cable. Los métodos desarrollados permiten conducir el análisis no lineal de una estructura por medio de iteraciones sucesivas de subrutinas lineales, con la condición de que las cargas externas actúen solamente en los nodos.

En la primera etapa del análisis se determina un vector de desplazamientos basado en la geometría inicial de la estructura y en el sistema de cargas externas.

En la segunda etapa se obtiene un vector de desplazamientos adicional debido a las diferencias entre las cargas de los nodos y las resultantes de momentos flexionantes internos, fuerza axial y fuerzas cortantes en cada nodo.

Para realizar la segunda etapa se ensambla la matriz de rigidez del sistema, por medio de la geometría deformada y las cargas axiales determinadas en el primer paso. Cada etapa sucesiva  $i$  utiliza los datos determinados en la etapa anterior  $i-1$ .

La iteración continúa hasta que el último vector de desplazamientos obtenido tenga una fracción insignificante del desplazamiento total.

El procedimiento iterativo anterior también se puede aplicar al análisis no lineal de puentes atirantados. Las cargas axiales determinadas en la etapa  $i$  son empleadas en la etapa subsiguiente  $i+1$  de la siguiente manera:

- Para la superestructura y los pilones se utilizan las cargas axiales para calcular las funciones de rigidez  $S_1, \dots, S_4$  de la matriz de rigidez del miembro (Ec.2).
- Para los cables, se emplea la carga axial para determinar el módulo de elasticidad modificado, como se indica en la fórmula de Ernst (2) ecuación (3). Este módulo de elasticidad  $E_e$ , se usa para las matrices de rigidez del cable. ( Ec.1 y Ec .4) en lugar del módulo de elasticidad real  $E_a$ .

$$[SM] \equiv \begin{bmatrix} Dx_1 & Dy_1 & \Theta_1 & Dx_2 & Dy_2 & \Theta_2 \\ \begin{bmatrix} EA \\ L \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0 \\ 12EI \\ L^3 S_1 \\ 6EI \\ L^2 S_2 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0 \\ 6EI \\ L^2 S_2 \\ 4EI \\ L S_3 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} -EA \\ L \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0 \\ -12EI \\ L^3 S_1 \\ -6EI \\ L^2 S_2 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0 \\ 6EI \\ L^2 S_2 \\ 2EI \\ L S_4 \end{bmatrix} \\ \begin{bmatrix} -EA \\ L \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0 \\ -12EI \\ L^3 S_1 \\ 6EI \\ L^2 S_2 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0 \\ -6EI \\ L^2 S_2 \\ 2EI \\ L S_4 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} EA \\ L \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0 \\ 12EI \\ L^3 S_1 \\ -6EI \\ L^2 S_2 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0 \\ -6EI \\ L^2 S_2 \\ 4EI \\ L S_3 \end{bmatrix} \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$E_e = \frac{E_a}{1 + \frac{(dL)^2}{12f^3}} \quad (3)$$

$$[SM]_{FC} = \frac{EeA}{L} \begin{bmatrix} Dx_1 & Dy_1 & \Theta_1 & Dx_2 & Dy_2 & \Theta_2 \\ 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4)$$

donde:

A = Área de la sección transversal

{DJ} = Vector de desplazamientos de nodos

d = Peso del cable por unidad de longitud

Ea = Módulo de elasticidad real del cable

Ee = Módulo de elasticidad equivalente del cable

f = Esfuerzo unitario del cable

I = Momento de inercia de la sección transversal

L = Longitud del miembro

L<sub>1</sub> = Longitud del cable móvil

{R} = Vector de fuerzas residuales actuando en los nodos

S1..S4 = Funciones de rigidez

[SM] = Matriz de rigidez del pílón o elemento de la superestructura

[SM]<sub>MC</sub> = Matriz de rigidez del cable móvil

[SM]<sub>FC</sub> = Matriz de rigidez del cable fijo

α = Angulo de inclinación del cable

Si se toma en cuenta que la forma final de los cables después de la etapa de montaje es prácticamente una línea recta, para las cargas aplicadas después del montaje, la influencia de las fuerzas axiales puede despreciarse en la matriz de rigidez del cable.

Sin embargo esta influencia siempre se debe de considerar durante las etapas de construcción.

La descripción del análisis es la siguiente:

### ➤ *Subrutina lineal*

- (a).- Leer los datos y cargas de la estructura
- (b).- Ensamblar la matriz de rigidez global con las matrices de rigidez de cada miembro (usar 3 tipos de matrices de rigidez de los miembros: tipo 1, para miembros de la superestructura y pilones, tipo 2 para cables fijos y tipo 3 para cables móviles )
- (c).- Determinar los desplazamientos  $\{DJ\}$
- (d).- Determinar las fuerzas residuales actuando en los nodos  $\{R\}$  tomando en cuenta la nueva geometría de la estructura

### ➤ *Análisis no lineal*

Repetir en cada etapa la subrutina lineal hasta  $\{R\}_{i+1} = \{R\}_{i=0}$ , las matrices de rigidez se ensamblarán tomando en cuenta las fuerzas axiales en los miembros y la geometría deformada como se determinó en la etapa anterior.

Después de cada etapa se obtendrá un nuevo vector de desplazamiento  $\{DJ\} = \{DJ\} + \{DJ\}_i$

### ➤ *Montaje y Retensado de Tirantes*

Durante el proceso de montaje, la estructura se construye fase por fase. Para determinar los esfuerzos de montaje en la etapa  $i$ , figura 3.5, el análisis se puede llevar a cabo en la etapa  $i-1$  de la subestructura terminada. Se debe considerar también la no linealidad.



**Figura 3.5.** Etapas de montaje

Después de que se ha terminado el montaje y parte de la carga muerta está aplicada sobre la superestructura, se pueden ajustar las tensiones de los tirantes.

### **3.4 Importancia del control geométrico durante y después de la construcción**

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 los esfuerzos y las 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 la realidad coincida con los del cálculo.

De la descripción anterior se formulan dos requerimientos :

- La necesidad de conocer con precisión las flechas teóricas correspondientes al estado ideal.
- 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 ajusten a las teóricas.

Sin embargo, para mantener el paralelismo esfuerzos - deformaciones como fuente de decisiones a pié 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.

#### **3.4.1 Interacción proceso constructivo-cálculo estructural**

Frecuentemente, el cálculo por computadora se debe calibrar en relación con el comportamiento real observado en la estructura después de montar los primeros segmentos del tablero, ajustando los pesos considerados de los elementos estructurales y eventualmente el módulo de elasticidad del concreto.

Por lo tanto el programa de cálculo que se utilice para simular las fases de construcción tiene que ser lo suficientemente flexible para permitir el ajuste de cualquier fuerza de tensado o de las cargas muertas, en un corto tiempo. Esto requiere reconstruir una serie de tensiones en los tirantes, lo que producirá el mismo estado final de la geometría de los pilones y el tablero que previamente fue anticipado.



### **3.4.2 Datos previos que se requieren para 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:

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

#### **3.4.2.1 Control del peso del dispositivo de montaje y de las deformaciones**

Antes de comenzar la ejecución de la superestructura es necesario que se realice 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.

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.

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

- Medición sobre el plano de todos los elementos que configuran la estructura, así como los moldes, andamiajes y cualquier elemento pesado que gravite sobre él.
- Mediciones empíricas de las reacciones producidas por el dispositivo de montaje, mediante gatos para las reacciones ascendentes.
- Los gatos estarán recién calibrados para llevar a cabo esta operación, y se efectuará el despegue al menos tres veces; en cualquier caso, la disponibilidad a pié de obra de otros medios auxiliares diferentes puede aconsejar un método más idóneo de medición.

### 3.4.2.2 Control del peso del concreto

Durante la construcción de los puentes, será necesario el control del peso del concreto realmente vertido en el molde.

Los procedimientos para llevarlo a cabo deben abarcar varios métodos, siempre que sean posibles:

- Los camiones que transportan el concreto al frente de colado serán obligados a efectuar dos pesajes en báscula:
- Inmediatamente antes de depositar su carga sobre el medio auxiliar de transporte.
- Precisamente después, incluso antes de cualquier otra operación de lavado de las tolvas de camión.
- Será preciso llevar un control estricto de los espesores de losas, los lugares en que se llevará a cabo tal maniobra serán elegidos aleatoriamente a lo largo y ancho de las losas y las trabes. Este procedimiento se completará con los resultados de densidades de concreto proporcionados por los ensayos sobre probetas recogidas "in situ".

### 3.4.2.3 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 en el control geométrico.

Se describen a continuación tres fenómenos fundamentales que se presentan en el comportamiento de la estructura:

- Los movimientos instantáneos debidos a los estados de esfuerzos de los materiales para las distintas fases del proceso. (Deformaciones inducidas por las diferentes condiciones de los módulos de elasticidad, mismos que son necesarios conocer con exactitud).
- 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.

Experiencias sucesivas en este tipo de problemas en puentes atirantados señalan que el comportamiento de la estructura frente a cambios térmicos puede neutralizarse llevando a cabo cualquier medición comparativa al amanecer.

- Los movimientos diferidos debidos a fluencia y contracción del concreto, asi como a relajación de los aceros durante el proceso constructivo.

Del análisis de los tres puntos anteriores se desprende la importancia, que las mediciones sistemáticas de las elevaciones que va tomando la rasante en la superestructura, tienen en los datos que va suministrando el proyectista durante el proceso.

Todas comparten una limitación, y es que sólo será válido apoyarse en ellas si se hacen las medidas durante las primeras horas del día. Efectivamente con las primeras luces del día, las deformaciones inician su ciclo diario marcado por la intensidad del asoleamiento y consecuentemente el cambio de temperatura en los elementos del puente, por ejemplo, algunos indicadores de éste fenómeno térmico son:

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

No es conveniente realizar las nivelaciones en la tarde por la imprecisión presentada en las variables que se manejan para controlarlos.

Por ello el plan de ejecución deberá reservar los primeros momentos de cada jornada para estas acciones, antes de proseguir la construcción durante el resto de las horas laborables.

Se debe realizar un programa de trabajo para la nivelación temprana, durante cada ciclo repetitivo del proceso constructivo, evitando cualquier carga no prevista sobre la estructura.

Los datos de nivelación ( toma de elevaciones del tablero y verticalidad de los pilones ) 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 un protocolo de actividades de control geométrico, que responda al ciclo repetitivo del proceso constructivo.

### 3.4.2.4 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.

Las mediciones deberán realizarse con precisión por lo que es necesario llevar a cabo una comprobación sistemática del trabajo de topografía que garantice, en lo posible, la fiabilidad de los datos. Estableciéndose a pié de obra una unidad topográfica de control que efectúe idénticas mediciones a las realizadas por el equipo de topografía de la construcción, con la finalidad de comprobar las mediciones.

Actualmente las mediciones se realizan por medios automáticos instrumentando el puente utilizándose 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 termo acopladores 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. Estas mediciones automáticas se almacenan en una base de datos en la computadora que realiza el cálculo de control, para actualizar y calibrar los cálculos durante el proceso constructivo.

La estrategia para tomar las mediciones en el tablero y en los pilones son:

- Se establecen marcas fijas de fácil acceso en los fustes y ramas de los pilones ( niveletas ), cuya elevación se marca con todo cuidado conforme se construye, y que será regularmente comprobado desde una base establecida en tierra firme, ya que servirá de base para el control de la verticalidad y la torsión de los pilones.
- En las dovelas se deben instalar puntos de control ( pernos soldados ) en donde sean requeridos por el modelo del cálculo.

Las figuras 3.6 y 3.7 muestran los puntos de control para la nivelación del tablero y las niveletas para el control de la verticalidad y la torsión de los pilones del Puente Mezcala.

Control del nivel en el tablero para la conformación de la rasante y para su alineación longitudinal previo al cierre de los voladizos.

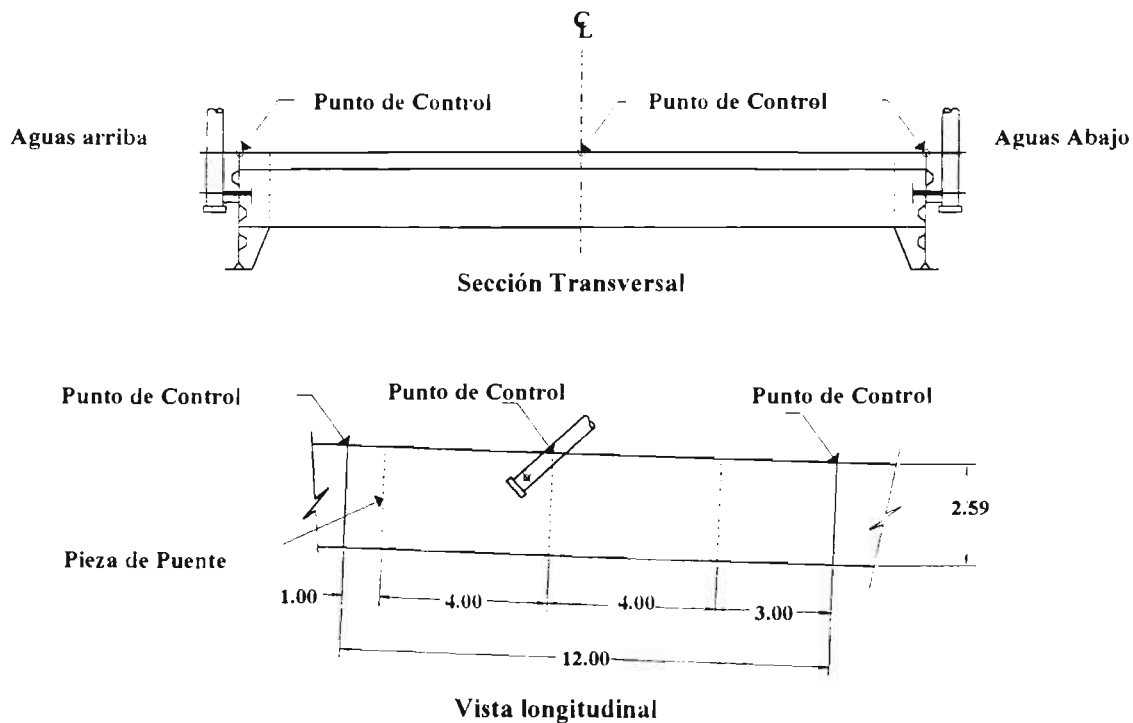


Figura 3.6. Puntos de control para la nivelación del tablero del Puente Mezcala.

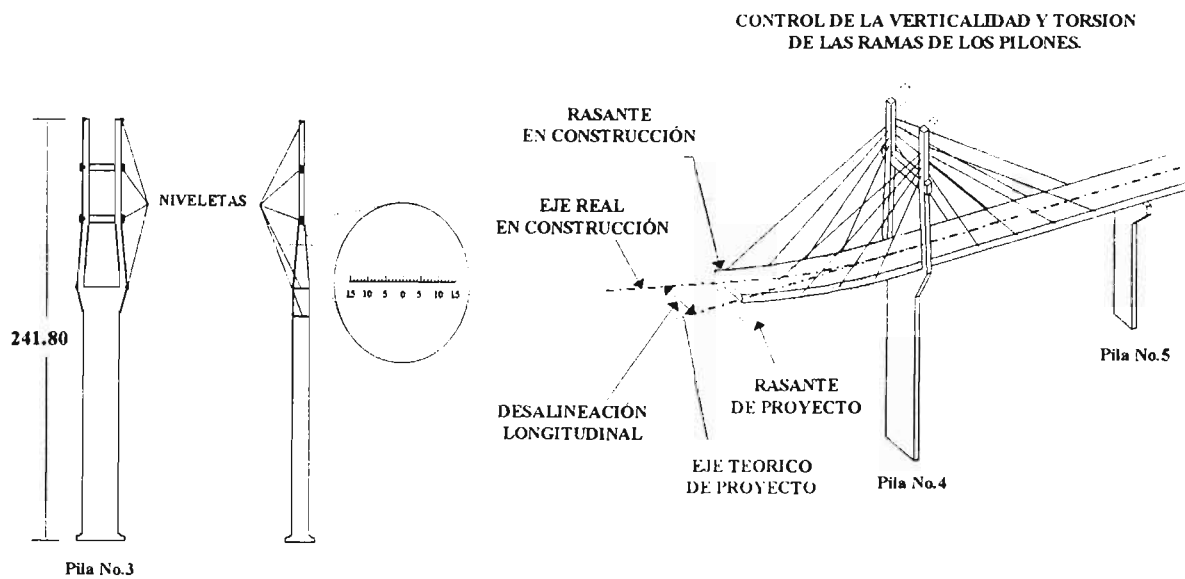


Figura 3.7. Niveletas para el control de la verticalidad y la torsión de los pilones del Puente Mezcala.

### 3.5 Fundamentos del control geométrico durante la construcción

El principio básico es que existe una relación biunívoca entre la geometría actual de la estructura y las fuerzas (o esfuerzos) en sus miembros a que está sometida, para una geometría dada en posición de reposo.

Definiendo :

- La geometría final o de proyecto
- La geometría en reposo
- La geometría 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<sub>ij</sub> ] = Es la matriz de rigidez de la estructura
- { U<sub>j</sub> } = Es la geometría final o de proyecto  
( desplazamiento de proyecto )
- { U<sub>rj</sub> } = Es la geometría en reposo  
( desplazamiento en el estado de equilibrio )
- { F<sub>i</sub> } = Es el vector de fuerzas aplicadas  
( incluyendo las fuerzas por carga muerta )

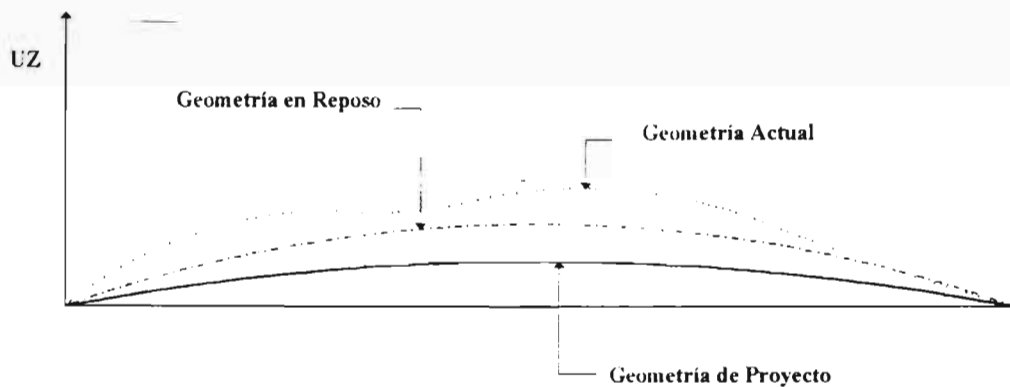
En la anterior ecuación matricial, los desplazamientos U<sub>j</sub> se refiere al perfil geométrico final o de proyecto.

Un cambio en la temperatura de cualquier miembro es equivalente a un cambio de su condición de reposo, como lo es cualquier deformación interna tal como la producida por el flujo plástico o la contracción.

Por lo tanto la forma de geometría estática de un miembro es la suma de los siguientes componentes:

- La forma 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 definimos la longitud en reposo ( pre - deformación ), que es la longitud del tirante sin tensar a una temperatura dada.



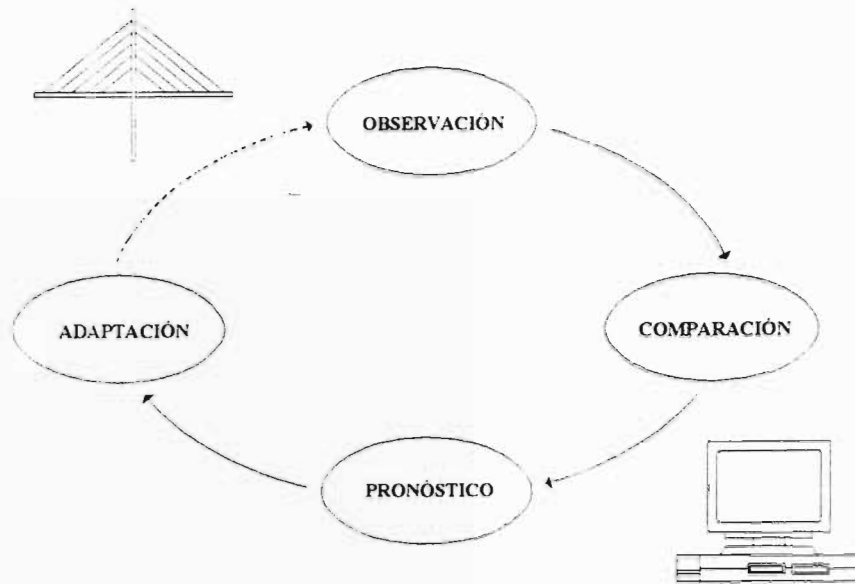


Figura 3.8. Condiciones del Control Geométrico.

### 3.5.1 Evaluación de las fuerzas permanentes

No se puede controlar rigurosamente la geometría de construcción sin un análisis estructural preciso de las fases constructivas. Pero un buen diseñador debe tener como principal objetivo una buena distribución final de las fuerzas permanentes en el puente; las situaciones de construcción son solamente pasos para lograrlo.

De esta manera el procedimiento de análisis es claramente hacia atrás:

El diseñador selecciona primero la situación final y desde ahí va evaluando las condiciones de construcción.

### 3.5.2 Definición de la condición final del puente

El claro objetivo es la determinación de las tensiones de los cables para obtener una distribución conveniente de las fuerzas en el puente bajo cargas permanentes y 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, sino reducir el flujo plástico ( que inducen deflexiones y la correspondiente incertidumbre en miembros de concreto ), y además reducir los efectos de segundo orden.



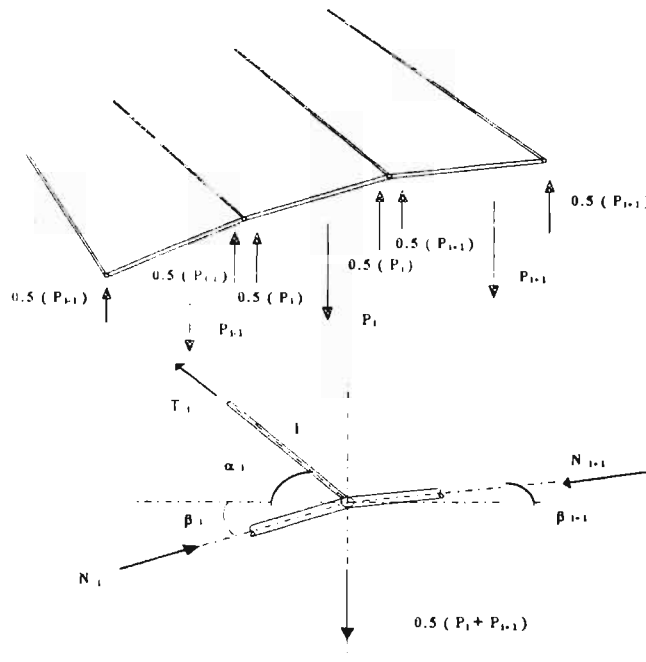
La condición final del puente deberá ser:

- Que no exista fuerza flexionante en los pilones ( o en el pilón si solamente tiene uno).
- Que no exista fuerza flexionante - o casi no tenga fuerza flexionante - en el tablero

### 3.5.2.1 Evaluación de las tensiones en los tirantes

La distribución de las tensiones de los tirantes proporciona un resultado a la geometría del tablero atirantado:

Las tensiones de los tirantes se evalúan desde la sección del anclaje del pilón, tirante por tirante equilibrando las cargas para no provocar momentos flexionantes al tablero, por ejemplo en los anclajes de los tirantes distribuyendo el peso de cada dovela en 2 anclajes correspondientes ( fig. 3.9 )



**Figura 3.9.** Balance Perfecto de Cargas Permanentes en el Tablero:  
Sin momentos flexionantes en el anclaje del cable.

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

del equilibrio de Fuerzas horizontales tenemos:

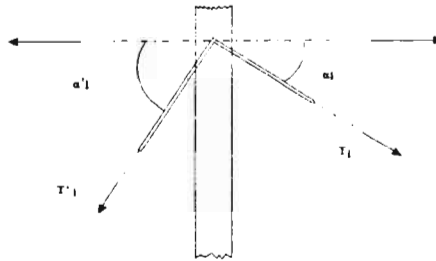
$$N_i \cos \beta_i = N_{i+1} \cos \beta_{i+1} + T_i \cos \alpha_i$$

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 no tener momentos flexionantes en los pilones los tirantes deben equilibrar su componente horizontal de tensión en ambos extremos ( fig. 3.10 ):



**Figura 3.10.** Balance perfecto de las fuerzas horizontales en el pylon, para cargas permanentes.

$$T' i \cos \alpha' i = T i \cos \alpha i$$

Esto se logra fácilmente con arreglos de cable simétricos, o cuando hay apoyos intermedios en distancias cercanas en los claros laterales. Otros casos pueden ser más sofisticados, pero el peso propio puede ajustarse a los valores convenientes en los claros laterales.

### 3.5.2.2 Equilibrio de las fuerzas actuantes

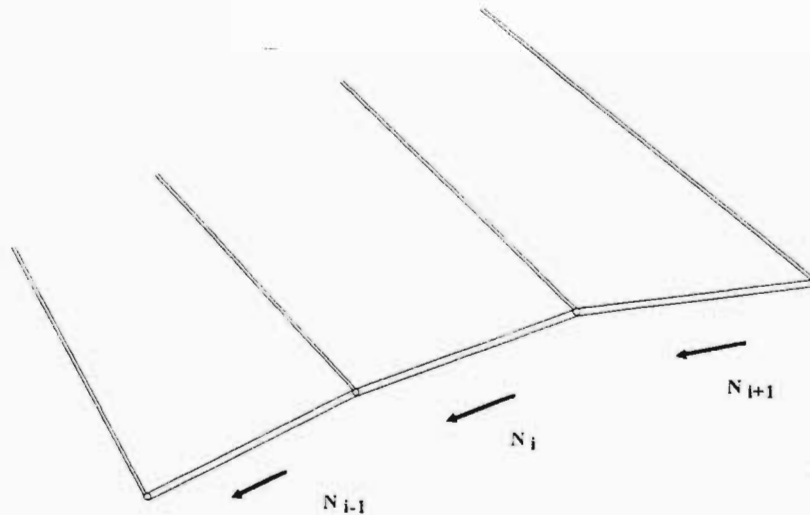
Una condición final sin momentos flexionantes tiene ventajas evidentes:

- Las cargas permanentes provocan únicamente fuerzas normales, así la sección transversal del tablero se puede diseñar únicamente para cargas variables, con facilidad en el diseño y finalmente conducir a estructuras extremadamente eficientes.
- No existen efectos de segundo orden en el puente bajo carga permanente:

La geometría final está sujeta principalmente ( o muy estrechamente ) a la fabricación y los momentos flexionantes son muy pequeños.

El único problema ahora es como lograr esta situación, como las tensiones del cable se determinan para producir fuerzas no excéntricas en los pilones y en el tablero bajo cargas permanentes, se evalúa el correspondiente modulo de elasticidad aparente para cada uno de los cables, y como casi no existe momento flexionante en el pylon, las deflexiones son extremadamente pequeñas, dando como resultado que los efectos de segundo orden sean extremadamente limitados.

De manera similar si existen tableros que tengan su rasante con geometría en con curva vertical, no se producen fuerzas de segundo orden ya que las tensiones de cable se deberán ajustarse de tal manera que las fuerzas normales sigan el eje geométrico del tablero ( fig. 3.11).



**Figura 3.11.** Para un buen balance de cargas permanentes, las fuerzas normales deben fluir siguiendo exactamente los anclajes en el tablero.

En resumen, para realizar el control geométrico tenemos que reducir las incertidumbres en la geometría, y para reducir las incertidumbres tenemos que eliminar las deformaciones por flujo plástico en los puentes de concreto, más aún si los tableros son más esbeltos; de esta manera de deberá basar el diseño del puente con las fuerzas centradas bajo cargas permanentes.

### 3.5.3 Proceso de Análisis

Los programas utilizados para los cálculos de estructuras muy evolutivas como los puentes atirantados consisten en modificar fácilmente la estructura por medio de la adición o retiro de barras o conexiones, además de conocer los esfuerzos internos acumulados dentro de todas las barras en cada etapa.

Los principales factores que toman en cuenta éstos programas de análisis son:

- Calcular en cada fase los desplazamientos relativos de la estructura necesarios para el control alimétrico del tablero y dar un seguimiento general del comportamiento de la estructura con el fin de obtener el perfil longitudinal teórico deseado sin introducir esfuerzos parásitos.
- Agregación o retiro ( según montaje o desmontaje ) de una barra con sus características de sección, de peso, para la simulación de una dovela.
- Aplicación de las fuerzas de tensión vertical y del peso propio en los puntos de anclaje, para la instalación y tensado de un tirante. Tomando en cuenta la barra con las mismas propiedades elásticas del tirante.
- Permitir modificar las características elásticas y pesos durante la inyección de los tirantes ( si no son prefabricados ).
- Aplicación y retiro de fuerzas de presfuerzo, así como las cargas verticales de construcción.
- Permitir las modificaciones de los apoyos del tablero sobre la pila, por ejemplo si éste va estar empotrado temporalmente durante la construcción de los voladizos.
- Almacenar los archivos de resultados dentro de cualquier etapa de la estructura con todas las combinaciones posibles y obtener así una presentación clara de los resultados, para garantizar un buen control con salidas especiales de gráficos automáticos ( por ejemplo proporcionar las curvas envolventes de tensión en las fibras superiores e inferiores del tablero para evidenciar de un solo vistazo las zonas donde el tablero está a tensión o en riesgo de estarlo ).

### 3.5.3.1 Metodología estructural de análisis regresivo

Para determinar los esfuerzos y las deformaciones a lo largo de todo el proceso constructivo se puede plantear un sistema evolutivo. estableciendo la situación final del puente se puede desarrollar el análisis de la construcción: tradicionalmente las fases de la construcción eran calculadas hacia atrás desde el final. como si el puente fuera desmantelado en la misma forma como fue diseñado para construirse, es decir suponiendo el puente terminado y procediendo a su desmontaje.

Utilizando este procedimiento se consiguen de forma sistemática los elementos mecánicos y deformaciones 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 deben determinar con toda exactitud los pesos de todos los elementos que integran la estructura. Igualmente se ha de determinar los módulos de elasticidad basados en los ensayos realizados sobre los concretos y los aceros de las mismas características que los que se emplearán en cada uno de los elementos que constituyen la estructura.

Para representar fielmente las características de la estructura de concreto en cada una de sus fases, algunos diseñadores han proporcionado como dato de la dovela recién construida en cada fase el módulo de elasticidad del concreto correspondiente a la edad de 7 días obtenido en ensayos realizados sobre probetas.

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 de la estructura en sentido inverso. Igualmente en cada fase se someterá a la estructura a la acción de la variación de carga que suponga cada fase del proceso. El análisis regresivo proporciona las tensiones a los diferentes tirantes, al tiempo de su instalación:

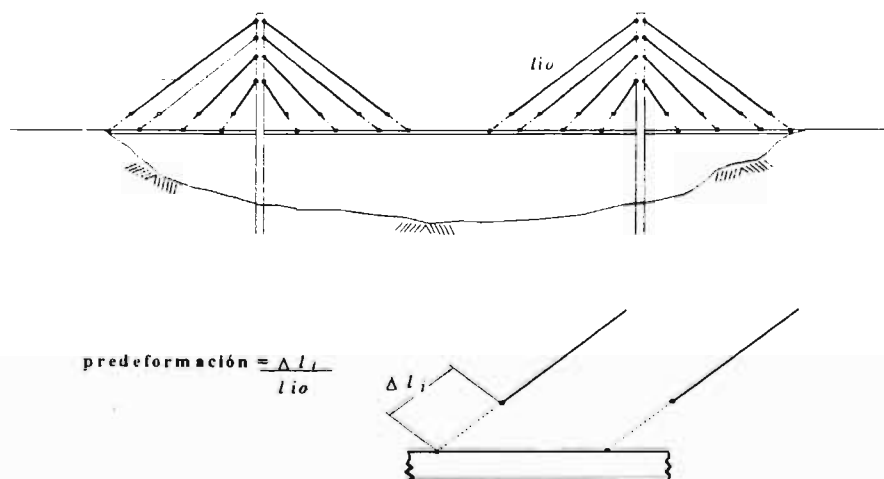
En un tirante dado, ésta tensión inicial es consecuencia de una final, seleccionada, y desde todas las variaciones de tensión con el resultado de las diferentes operaciones de desmontaje, desde la fase final regresando a las fases cuando este tirante se tensa.

El análisis regresivo no era completamente satisfactorio, debido a que no consideraba las fluctuaciones de los pesos sobre la estructura, no podía considerar los efectos del flujo plástico en los pilones y tableros de concreto presforzado, y además no consideraba otros efectos dependientes del tiempo como la contracción, relajación del acero y las pérdidas de presfuerzo.

### 3.5.3.2 Metodología estructural de análisis exacto

Para realizar este procedimiento es necesario utilizar la metodología estructural de análisis regresivo debido a que las tensiones de los tirantes varían durante la construcción con el procedimiento y las fases constructivas, las tensiones de los tirantes no son variables intrínsecas; pero podemos encontrar variables intrínsecas; es decir variables que no cambian con las fases de la construcción.

Por ejemplo se puede utilizar como variable intrínseca para cada tirante, su longitud neutra, que es su longitud cuando no está tensado; o lo que se le conoce como su pre-deformación, que es la deformación dada al tirante para anclarlo en ambos lados en el pilón y en el tablero, es decir para la fabricación de la geometría del puente sin alguna carga ( especialmente sin su peso propio ) o deformación ( fig. 3.12 ).



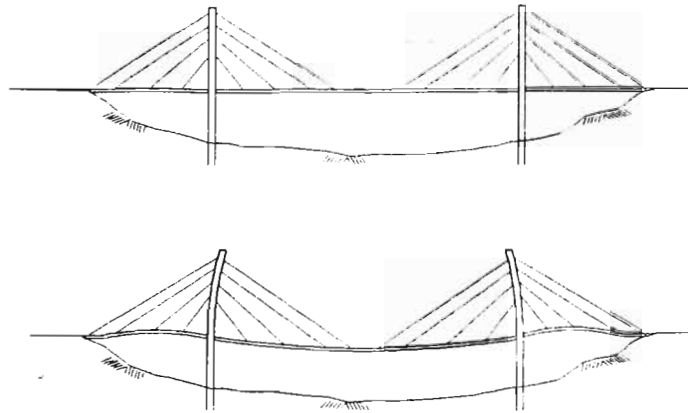
**Figura 3.12.** Definición estructural para la fabricación geométrica de un puente ( con el pilón supuesto vertical y el tablero supuesto recto para simplificación), para la longitud neutra de cada tirante (  $l_{i0}$  ); la pre-deformación está dada claramente desde el intervalo entre el extremo del cable y el tablero.

Se puede tener un primer acercamiento de estas pre-deformaciones, desde el objetivo final:

Para balancear las cargas permanentes en la geometría final requerida podemos en un primer paso, construir el modelo del puente en su geometría final con los tirantes; y posteriormente introducir las cargas permanentes; estos producirán deflexiones (fig.3.13 ).

Para llevar el puente a su geometría final requerida, tendremos que acortar los tirantes por que es necesario. Los pilones tienen que restaurarse verticalmente por el acortamiento de los tirantes posteriores, levantado el tablero por medio de los tirantes.

Las pre-deformaciones son las deformaciones correspondientes a estos acortamientos de los tirantes.



**Figura 3.13.** Si el puente se supone construido sin carga en su geometría final (dibujo superior), introduciendo las cargas permanentes en toda la estructura provocarán deflexiones; las pre - deformaciones son las deformaciones correspondientes a los acortamientos de los tirantes para restaurar la geometría deseada.

### 3.5.3.3 Ajuste final de las tensiones de los tirantes

En los párrafos anteriores, implícitamente se considera que durante la construcción era posible instalar los tirantes a su longitud final, segmento a segmento. En realidad la configuración de algunos puentes atirantados puede aumentar los problemas.

Antes de analizarlos, debemos notar que las tensiones finales de los tirantes están seleccionadas por la suma de todas las cargas permanentes, peso propio y equipos ( pavimentos, etc. ); pero los equipos ( o gran parte de los equipos ) están solamente después de la terminación del puente.

Si el puente se construye directamente con la longitud final de los tirantes, sus tensiones no se equilibrarán sin momentos flexionantes durante la erección del peso propio de la estructura ( los cuales solo existen en ese momento).

La carencia de equilibrio sería mucho mayor para un puente de acero que para uno de concreto, como podemos ver en la tabla 3.1 en la que se está considerando puentes con ancho de 20m.

	Peso Propio ( t/m )	Equipos ( t/m )	Total ( t/m )	% de Equipos
Concreto	24	4	28	14%
Mixto	Acero 4			
	Concreto 12	4	20	20%
Acero	8	4	12	33%

**Tabla 3.1.** Comparación de cargas permanentes ( en toneladas por metro ) en puentes atirantados de concreto, acero y mixtos. Los puentes son de 20 m de ancho.

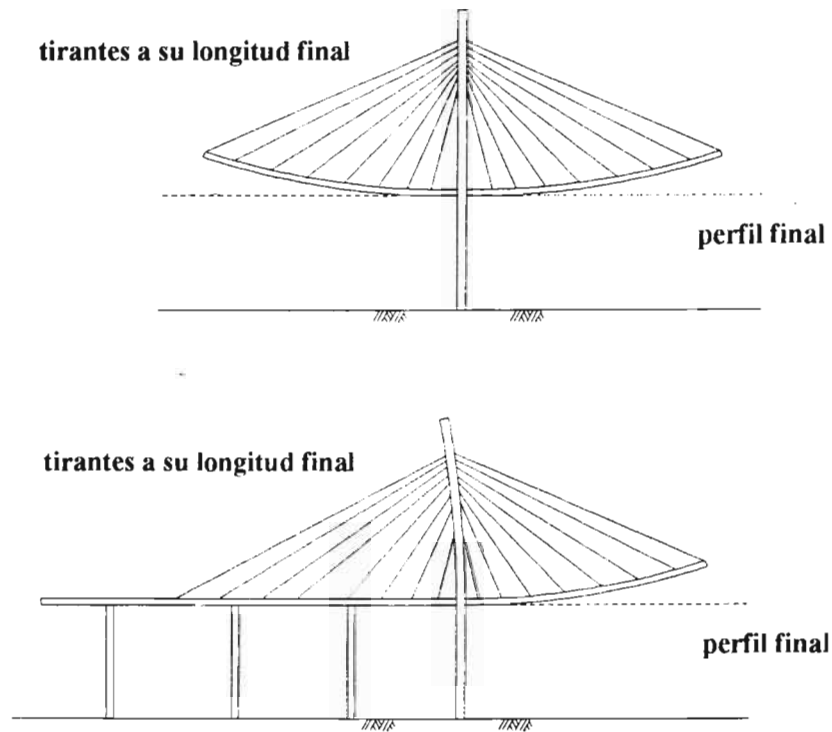
Para un puente mixto, el resultado es intermedio; pero si a algunos segmentos de la losa de concreto están construidos detrás de la estructura de acero, es imposible acortar los tirantes ( con su longitud final ) para cargas 4 o 5 veces más pesadas sobre la estructura de acero que es extremadamente ligera.

En tal caso, debe darse a los tirantes una primera tensión que será ajustada posteriormente 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.

Dejando este problema específico, se pueden construir puentes por medio del método del voladizo equilibrando directamente las fuerzas dando la longitud final de los cables; el voladizo estará con contraflecha, con sus momentos correspondientes ( fig. 3.14 ).

Algunas operaciones serán necesarias para el cierre, para producir la continuidad angular necesaria; y tal procedimiento producirá más efectos de flujo plástico que con las tensiones del tirante adaptadas a las cargas de construcción y ajustadas posteriormente.





**Figura 3.14.** Construcción de los voladizos con la longitud final de los tirantes:

En el caso de voladizos atirantados simétricos ( dibujo superior ) el tablero se comba; pero la combadura lo puede sufrir generalmente 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, desequilibrado por las cargas límite en el claro principal.

Pero esta solución no se puede adoptar cuando existen apoyos intermedios en los claros laterales:

El pilón estará flexionado hacia atrás por 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 ( fig. 3.14 ).

En algunos puentes, se prefiere construir toda la estructura con las longitudes de los tirantes adaptas a las cargas de construcción ( pre-deformados ): peso propio, el peso del equipo de izaje, dispositivo o grúa móvil. Esta es una excelente ventaja de diseño, con limitados efectos de flujo plástico y con procedimientos de cierre extremadamente sencillos, pero las longitudes de los tirantes tienen que ser ajustadas después de terminar el puente, cuando se instalan los equipos finales ( pavimento, parapetos, etc. ).

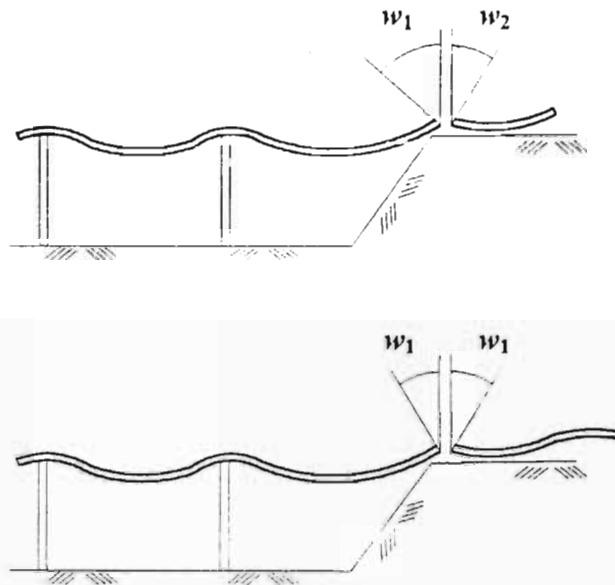
### 3.5.4 Consideraciones para el control geométrico de los tableros

A continuación se presentan las condiciones que rigen el control geométrico de los tableros para los puentes atirantados, tomando en consideración el material que lo constituye y el método de construcción empleado.

#### 3.5.4.1 Control geométrico en los tableros de acero

El caso más simple donde no hay efectos dependientes del tiempo es una estructura de acero.

En un puente típico, el tablero esta prefabricado en segmentos los cuales estarán re-ensamblados y soldados en el lugar con previsión para precisamente reconstruir la geometría de fabricación ( fig. 3.15 ).



**Figura 3.15.** Restauración de la geometría de fabricación para una estructura de acero instalada por el método de lanzados sucesivos :

Conectando segmentos sucesivos con diferentes rotaciones en las juntas extremas (recortando en sitio, adicionando elementos o cualquier otro medio) producirá una distorsión de la geometría de fabricación y generará fuerzas parásitas (dibujo superior); la instalación debe producir (por cualquier medio) una geometría perfecta continua en las juntas extremas y especialmente con la misma rotación ( dibujo inferior ).

En un puente atirantado prefabricado de acero, el pilón y el tablero se prefabrican en segmentos de acero con la geometría deseada; esta geometría tiene revisarse por medio de un ensayo de montaje; debido a la precisión obtenida por medio de técnicas modernas de fabricación asistidas por computadora se puede evitar este ensayo en las estructuras convencionales.

Podemos imaginar que la estructura está como parcialmente construida, correspondiendo a alguna fase dada de la construcción:

- Los diferentes segmentos del pílón y del tablero se instalan de acuerdo a la fabricación geométrica, pero suponiéndose sin alguna carga para una mejor comprensión, y especialmente sin peso propio.
- Esta es la deformación dada al tirante anclado en ambos lados sobre el puente, ajustado a su fabricación geométrica como en la figura 3.12 para el puente terminado

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 una separación en el análisis de alguna situación dada debida a la selección de las variables intrínsecas para los tirantes:

- Para comprender el efecto de las longitudes o pre-deformaciones de los tirantes, y para evidenciar el efecto de la deformación para hacerlo sencillo en otros casos donde no es así; podemos imaginar una línea de referencia imaginaria ( línea virtual ) la cual podemos utilizar activando las cargas gravitacionales cuando sea necesario evaluar las fuerzas.

### **3.5.4.2 Control geométrico en los tableros prefabricados de concreto**

El mismo método puede ser usado exitosamente para las estructuras de concreto, con el problema adicional de los efectos dependientes del tiempo tales como el flujo plástico, la contracción, la relajación del acero y las pérdidas de presfuerzo.

En una primera etapa nos olvidaremos de estos problemas adicionales y nos concentraremos en el fundamento que pueden aplicarse a cualquier método de construcción y no solamente para los puentes atirantados.

Su eficiencia es especialmente clara con el método de lanzados sucesivos

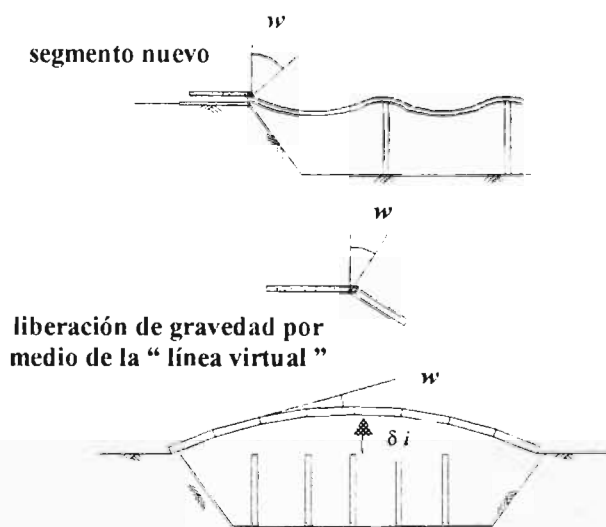
Por ejemplo supondremos que las dovelas se prefabrican en el patio de prefabricación, con una geometría dada que se supone rectilínea por sencillez.

En cualquier fase dada del proceso de lanzado podemos liberar gravedad en el tablero prefabricado con la “ línea virtual ” ubicándose en la posición correspondiente, y luego introducir los cables de presfuerzo al mismo tiempo que reactivamos la gravedad.

Las incertidumbres al nivel de pila provoca efectos en el claro, como son las incertidumbres en la fabricación de la geometría.

Igualmente podemos analizar las incertidumbres geométricas comenzando desde el proceso de fabricación, por ejemplo si el patio de fabricación esta cerca del estribo:

- Allí puede existir una rotación en la parte posterior del último segmento, después de la operación de lanzado antes del nuevo segmento de concreto; tomando una línea de referencia ( línea virtual ) de los apoyos de la viga prefabricada, se confirma una angulación en el límite de los dos segmentos sucesivos, inducidos por la rotación ( fig. 3.16 ).



**Figura 3.16.** Puente de concreto presforzado construido por el método de incrementos de lanzado :

Cuando el patio de prefabricación esta cercano al estribo del puente, puede existir allí una rotación en el extremo del tablero; realizando un nuevo segmento conducirá a la distorsión en la geometría de fabricación.

La angulación sucesiva provoca una curvatura parásita; liberando gravedad por medio de la " línea virtual ", demuestra la inconsistencia geométrica entre las pilas y el tablero.

Esto muestra que la viga prefabricada no sería rectilínea, pero trazando una línea resultante poligonal desde las angulaciones de los segmentos extremos, los efectos son ahora muy claros.

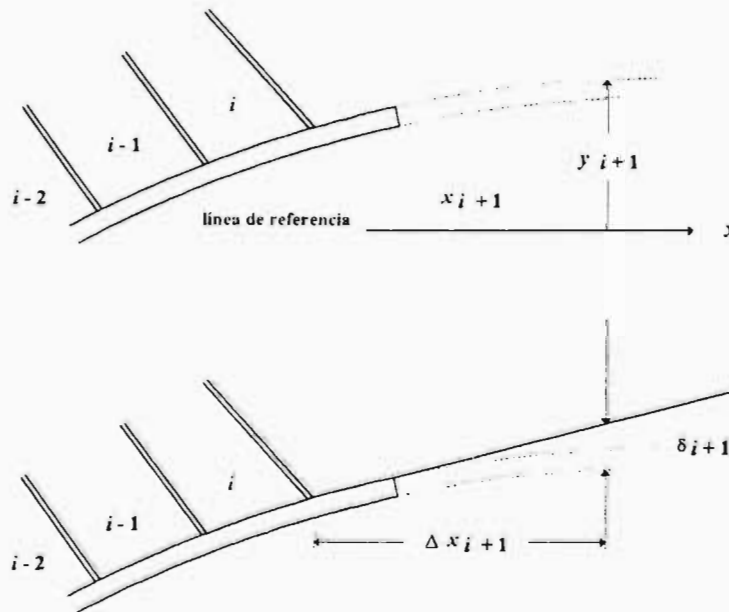
Siguiendo estos principios, deben considerarse el flujo plástico y la contracción modificando la geometría de fabricación:

- 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 la misma manera que las pérdidas de presfuerzo alteran las fuerzas de presfuerzo.

### 3.5.4.3 Control geométrico en los tableros de concreto colados en sitio

Con las bases anteriores se pueden calcular las estructuras de concreto coladas en sitio siguiendo paso a paso la evolución de la construcción, pero la definición geométrica de cada nuevo segmento debe ser muy definida ( fig. 3.17 ).



**Figura 3.17.** 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 abscisas absolutas.
- Lo más común y lógico es realizarlo por la referencia de la tangente en el extremo del último segmento.

Se hará referencia solo a esta segunda solución, ya que la geometría de un voladizo en alguna fase dada de su construcción está mucho más influenciada por factores externos, como hemos visto, tales como las acciones térmicas.

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

#### **3.5.4.4 Control geométrico de los tableros esbeltos**

La tendencia moderna es el diseño de tableros esbeltos; estos producen algunos nuevos problemas e incrementan los ya habituales.

##### **➤ Flexibilidad del segmento**

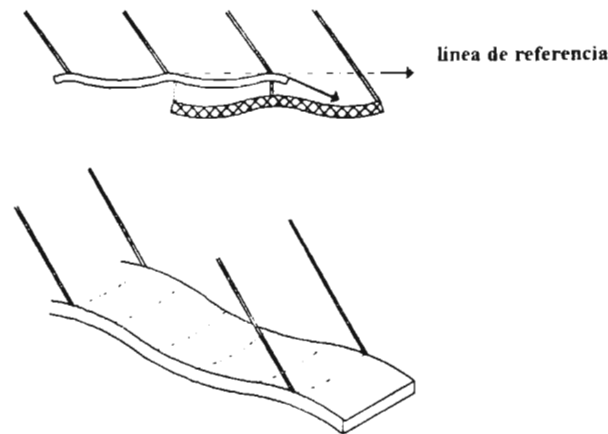
Los tableros típicos de sección cajón son peraltados y rígidos, y la erección se puede conducir fácilmente desde su geometría relativa, como es evidente por la gran experiencia de construcción en voladizo. Al contrario muchos factores, producirán incertidumbres en los tableros flexibles.

Es claro que construyendo cada nuevo segmento tomando como referencia su geometría relativa del segmento anterior, no se puede realizar exactamente con las mismas precauciones para los tableros esbeltos debido a su menor rigidez.

##### **➤ Deformaciones locales**

El primer problema concerniente a los tableros muy flexibles es el de realizar claramente cual es la referencia geométrica del último segmento construido:

- Debido a la distancia entre anclajes de los cables, los cuales actúan como apoyos, y a la gran flexibilidad del tablero, las deflexiones longitudinales no pueden descuidarse, la línea de referencia debe tener una clara definición, por ejemplo la línea entre dos puntos de anclaje ( fig. 3.18 ).



**Figura 3.18.** Deflexiones locales y deformaciones en un tablero flexible durante la erección:

Estas pueden alterar seriamente la definición de la línea de referencia utilizada como una base de la geometría relativa del nuevo segmento.

Desde luego, las deflexiones están exageradas en la figura 3.18, pero esto muestra que no se puede dar una definición local sobre una distancia corta como en un segmento.

- Se debe realizar antes de la construcción de la dovela un análisis local de las deflexiones en las fases de construcción ( por ejemplo un análisis por el método del elemento finito de los últimos 2 o 3 segmentos con sus cables), para evidenciar la posible desviación en el control de la geometría.

### ➤ Otros aspectos locales

Pero un análisis local también puede evidenciar otros problemas que la simple definición de la línea de referencia.

Cuando una carga está aplicada en el extremo del voladizo,( la tensión de los cables, o el peso de los carros móviles ) las deflexiones son mayores a las que se obtienen por medio de un análisis estructural tradicional:

- Las fuerzas se distribuyen completamente en la sección transversal a una cierta distancia únicamente del punto de aplicación, esta distancia es muchas veces de la misma magnitud de la longitud del segmento. La representación clásica es que las fuerzas se distribuyen a 45° desde el punto de aplicación.

Resumiendo cuando se carga el tablero ya sea por el peso del dispositivo de montaje o por la aplicación de fuerzas de tensado en los cables se desarrollan algunas fuerzas de fricción, requiriendo algunas adecuaciones a las secciones del tablero de acero alterando otra vez las deformaciones.

Si estas fricciones y adecuaciones no pueden predecirse, un análisis del elemento finito puede evaluar la distribución real de las fuerzas; pero las etapas de construcción deben ser analizadas por programas sencillos de micro computadoras, preferentemente instalados a pie de obra.

Esta es una nueva razón ( una más ), para la definición de las tensiones en los cables para que no existan momentos flexionantes en el tablero :

- Cuando no existe o casi no haya momentos flexionantes, las deflexiones son pequeñas y las incertidumbres correspondientes también serán pequeñas.

Podemos también concluir que 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 cables, sin momento flexionante, para reducir las incertidumbres.

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

### ➤ Efectos de la soldadura en las uniones

La construcción en acero tiene también sus inconveniencias:

Cuando un nuevo segmento se solda con otro anterior se desarrolla contracción en la soldadura que pueden inducir deflexiones.

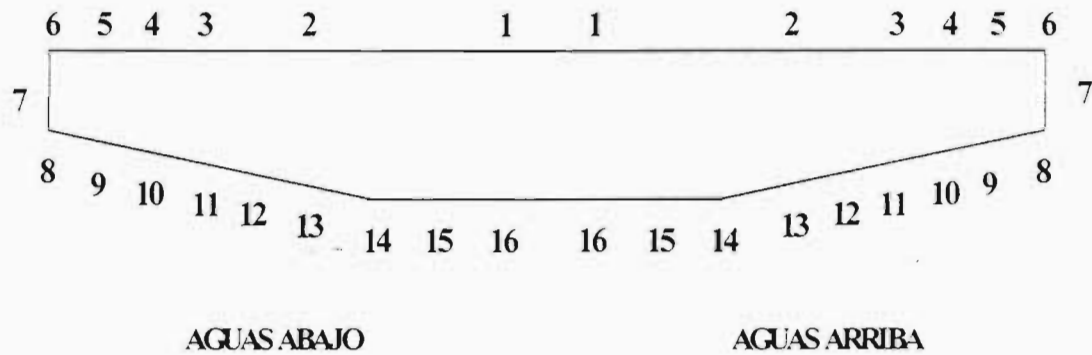
Estos acortamientos de la soldadura fueron medidos con precisión en el Puente de Normandía para el control de la propia construcción.

Lo más importante es que la geometría de fabricación haya sido controlada con precisión en el patio de fabricación para una simulación de construcción, con dos segmentos consecutivos a la vez ( ver figura 3.15 ).

Cuando se realizó la erección, colocación y ejecución de un nuevo segmento, el espacio de soldadura en la junta para soldarse se midió en 16 puntos distribuidos en la sección transversal del tablero ( figura 3.20 ), y fueron comparados con el valor correspondiente de la simulación del ensamble.

La concordancia de los valores medidos garantizan la perfecta reconstitución de la geometría de fabricación.





**Figura 3.20.** Puntos de medición de los espacios de soldadura para las dovelas del puente de Normandía, Francia.

El control de estas mediciones manifiesta una perfecta reconstitución de la fabricación de la geometría en el sitio antes de soldar las dovelas.

### ➤ Flujo plástico

Debido a la gran flexibilidad de los tableros esbeltos, es mucho más importante reducir los efectos de flujo plástico como en las estructuras clásicas, para limitar las incertidumbres geométricas ( con la ventaja de reducir también defectos estructurales ).

Entonces es más importante seleccionar las tensiones de los cables para que no produzcan momentos flexionantes durante la construcción del tablero del puente, ejecutando un ajuste posterior de las tensiones cuando se colocan las cargas adicionales ( carpeta, parapeto, guarnición, etc.) para precisamente equilibrar sus cargas adicionales, y para reducir los efectos del voladizo en el extremo del tablero diseñando plataformas móviles de tensado.

### 3.6 Factores que intervienen para la configuración geométrica de los tableros

La definición geométrica de los tableros depende principalmente de los datos reales que se presentan al momento de su construcción, como lo son por ejemplo los pesos actuantes, las tensiones reales que tienen los tirantes; y de otros fenómenos que no son estimados con precisión desde el cálculo como los efectos térmicos y el flujo plástico.

#### ➤ Cargas

Como incertidumbres más evidentes que no se conocen con precisión son las que conciernen a las cargas, peso propio y equipos de construcción.

El peso propio puede ser diferente de los valores estimados por algún porcentaje del 1 o 2 % solo si la construcción tiene un buen control de calidad.

La diferencia puede provenir de la densidad del concreto, a las variaciones debidas a la naturaleza de la grava o por la proporción del refuerzo. También puede venir de las tolerancias en el espesor de las paredes del concreto o de las placas de acero; y finalmente del peso de la pintura en estructuras de acero.

Por otra parte es siempre difícil de evaluar con precisión otras cargas durante la construcción. Esto es de mayor importancia por supuesto, para conocer precisamente el peso de cada equipo de erección, como dispositivos móviles, grúas, etc., los cuales a veces son seriamente subestimados.

Además se debe recordar que el tablero de un puente frecuentemente es utilizado durante su construcción como acopio de materiales para la instalación de los tirantes, produciendo altas variaciones de carga. Quedando claro que estas cargas introducen algunas incertidumbres en las deflexiones y constituyen una limitación correspondiente al control geométrico.

#### ➤ Tensiones de los tirantes

Las tensiones de los tirantes se diseñan para equilibrar las cargas permanentes, en cualquier situación 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 los equipos finales.

La tensión de los tirantes desde luego introduce algunas incertidumbres; pero la tensión de los tirantes está relacionada a las cargas y su variabilidad no puede ser evaluada independientemente de las cargas.

El principio del análisis que se detalló anteriormente ( con la geometría de fabricación del tablero y las longitudes de cable o pre-deformaciones ) conducen a una comprensión fácil de la variabilidad real de las tensiones :

Allí pueden estar algunas incertidumbres sobre las longitudes de los tirantes o sobre sus pre-deformaciones, lo que llevará al mismo resultado, pero las tensiones finales resultan directamente de las mismas cargas, igualmente desconocidas.

Las incertidumbres en la tensión de los tirantes pueden estar divididas en dos partes:

- La principal incertidumbre debida a los tirantes viene de sus longitudes : Si los tirantes están físicamente controladas por sus tensiones cuando se instalan, y no por sus longitudes, se debe tener presente 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.
- Las incertidumbres en las cargas, que influyen directamente en las tensiones de los tirantes:

Las tensiones de los tirantes son dependientes de las cargas.

Esta separación de las tensiones de los tirantes en dos partes, uno independiente de las cargas, y otra directamente dependiente de las cargas, conducen a satisfacer los principios de seguridad.

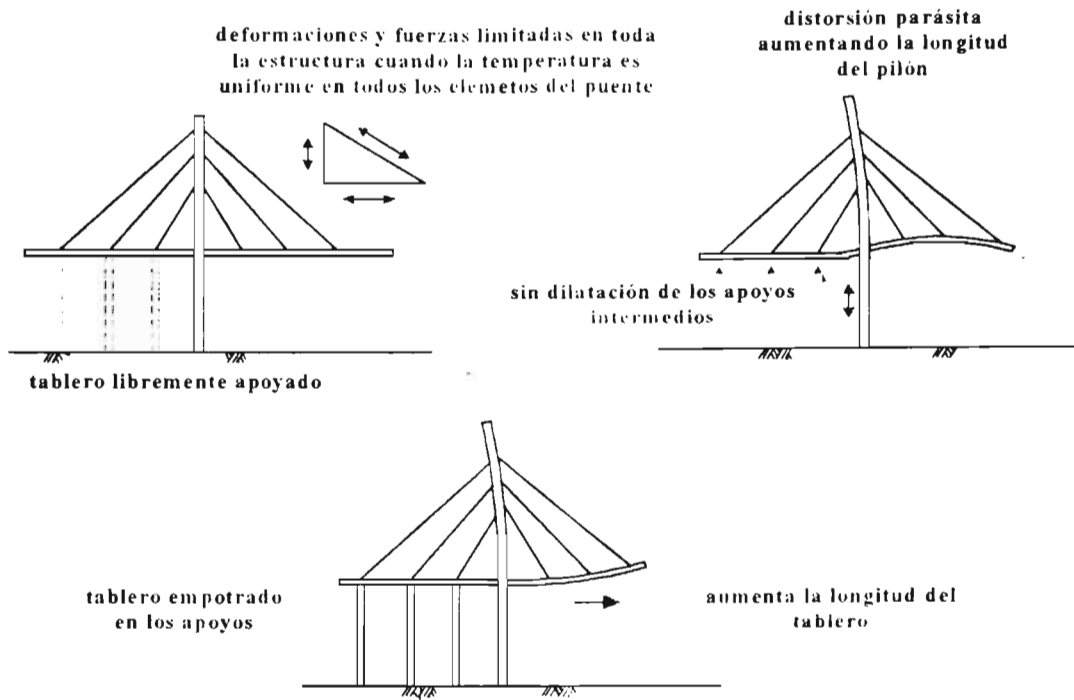
### ➤ Efectos térmicos

Los efectos térmicos son 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 descendente en los voladizos. Los efectos extremos son producidos a media tarde. Esta es la razón por lo que toda medición geométrica esté realizada entre las 6 y las 7 de la mañana.

La situación es mucho más crítica en los puentes atirantados, debido a que muchos efectos térmicos producen deformaciones durante la construcción, y no solamente los gradientes térmicos.

- 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. 3.21 )

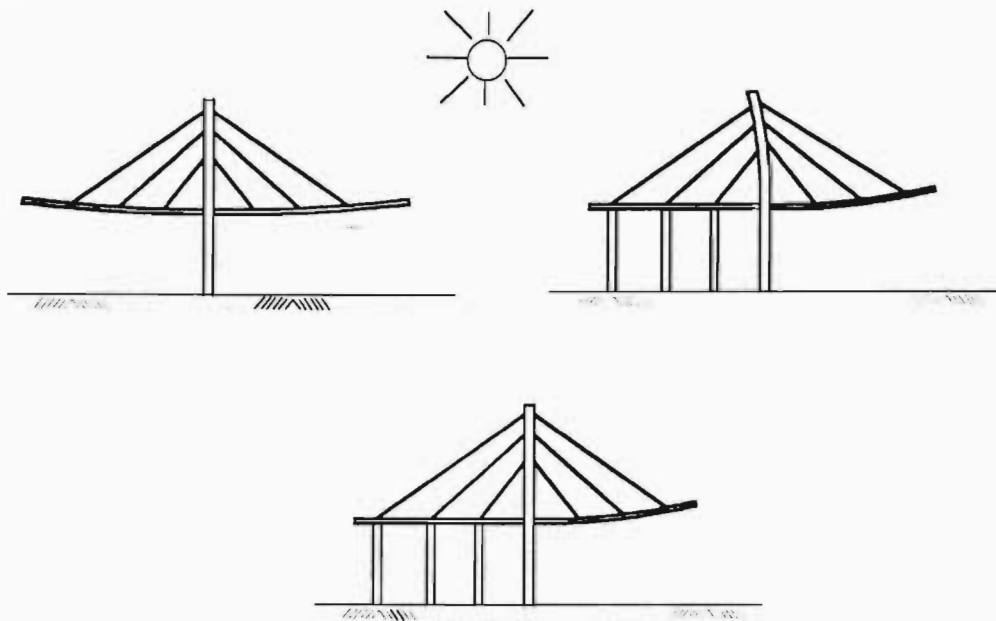


**Figura 3.21.** Una variación uniforme de temperatura produce deformaciones y fuerzas limitadas en los voladizos simétricos atirantados ( dibujo superior ); al igual con apoyos intermedios en los claros laterales si no hay fricción sobre los apoyos ( libremente apoyados ) todas las dimensiones aumentan proporcionalmente.

La situación es diferente con malos modelos ( sin juntas de dilatación en los apoyos intermedios, produce una distorsión parásita con un alargamiento del pylon 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, los miembros de acero se calientan más rápidamente que los de concreto; y la temperatura extrema puede ser más alta en los miembros de acero.

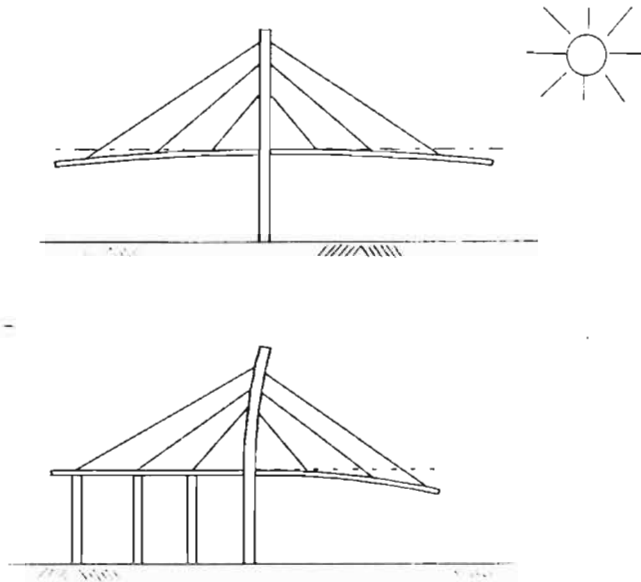
De estudios realizados por diversos investigadores se concluye que introduciendo una diferencia en temperatura de 5°C entre los miembros de concreto y acero provocan deflexiones y fuerzas ( fig. 3.22 ).



**Figura 3.22.** Deflexiones provocadas únicamente por un incremento en la temperatura del tablero: Con voladizos simétricos balanceados ( dibujo superior izquierdo ); y con apoyos en el claro lateral ( dibujo superior derecho ), 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, como por ejemplo el tramo de acero del puente de Normandía.

- Al mismo tiempo, los tirantes pueden alcanzar temperaturas mucho más altas, especialmente si están cubiertos con polietileno negro. Se ha observado que la diferencia de temperaturas entre los tirantes y la estructura puede alcanzar de 20 a 25°C.

Una diferencia de 10°C siempre produce importantes deflexiones y fuerzas flexionantes ( fig. 3.23 ).



**Figura 3.23.** Deflexiones producidas por un aumento de temperatura en los tirantes:  
 En voladizos atirantados simétricos ( dibujo superior ) o con apoyos intermedios en los ciaros laterales ( dibujo inferior ).El tablero se supone empotrado longitudinalmente en el pilón.

Es fácil concluir que 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. Como ya se mencionó anteriormente, cada nuevo segmento tiene que estar caracterizado geométricamente por la referencia del segmento anterior, en la geometría relativa.

### ➤ Trayectoria de los tendones de presfuerzo

Hay algunas otras incertidumbres como en la fuerza de presfuerzo, estas incertidumbres son pequeñas cuando los tendones son rectos o casi rectos, con diseños muy simples, y pueden ser importantes solamente cuando los tendones tienen muchas curvaturas en ambas direcciones, esta situación es evitada por los buenos diseñadores.

Los cables de presfuerzo no tienen tal influencia decisiva en los puentes atirantados como la que pudieran tener en otros puentes de concreto, especialmente cuando estos cables están centrados como se ha recomendado.

### ➤ 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 uno de los objetivos es reducir las deformaciones por flujo plástico desde una buena selección de las tensiones en los cables, a través del control de los pesos de los equipos y de las fases de construcción.

Si la situación final bajo cargas permanentes ha sido convenientemente diseñada, con las tensiones seleccionadas para no producir fuerzas flexionantes, solamente se tiene que evitar ( durante la construcción ) situaciones con grandes momentos flexionantes durante el proceso. El tipo de dispositivo móvil por ejemplo, influye directamente en la distribución de las fuerzas.

En los primeros puentes atirantados de concreto, como el Brotonne y el Coatzacoalcos II por ejemplo, un cable se instalaba a cada 2 segmentos pero era necesario ( para permitir el acceso a los anclajes de los cables en el tablero ) colar el siguiente segmento antes de instalar el cable, y para avanzar hacia adelante el dispositivo móvil.

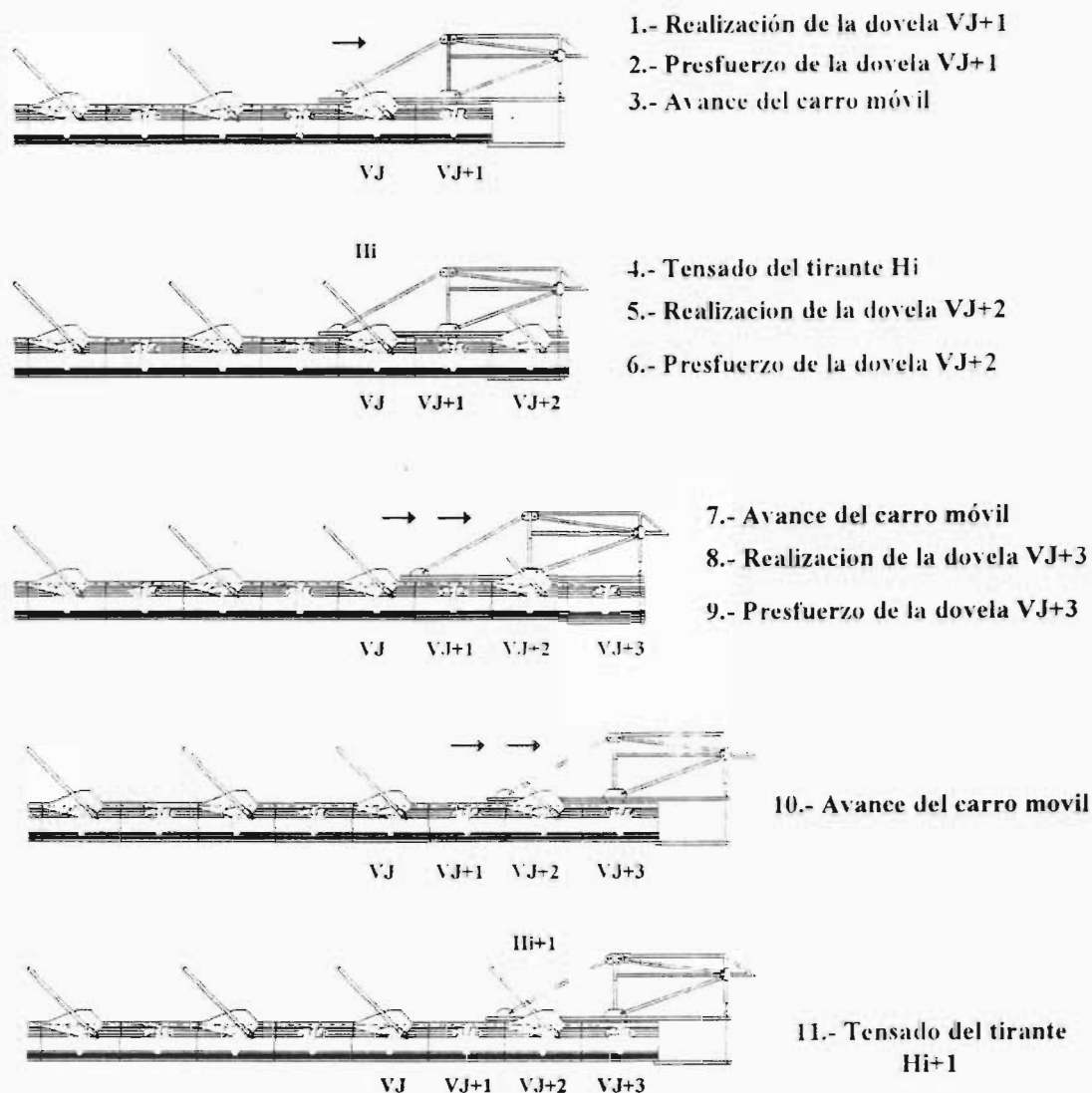
El voladizo desde el último cable tensado fue realizado en 3 segmentos, y prolongado por el carro móvil, listo para colar el cuarto segmento ( fig. 3.24 ).

Esto produce importantes momentos flexionantes negativos, que ( debido a la flexibilidad del cable soportando la acción ) fueron extendidos en una larga distancia hacia atrás, afectando a 4 o 5 cables.

Fue necesario instalar cables de presfuerzo en la sección transversal del tablero para equilibrar estas fuerzas, pero se presentaron importantes efectos de flujo plástico con sus correspondientes incertidumbres. Los diseñadores trabajaron arduamente para reducir la longitud del voladizo desde el último cable tensado.

Se utilizaron dos métodos eficientes :

- Instalando un nuevo cable ( o par de cables ) en cada nuevo segmento; y organizando los dispositivos móviles de tal manera que el cable ( o cables ) pudieran tensarse en el nuevo segmento definido antes de avanzar el carro móvil hacia adelante.
- Por medio de una plataforma atirantada, la nariz de la plataforma está suspendida por cables temporales ( o por cables definitivos con un sistema para prolongar la transferencia de fuerza del anclaje desde la plataforma móvil hasta el nuevo segmento definido ), y el peso de la plataforma ( y posteriormente al vaciado del concreto ) está balanceado directamente por su tensión, de manera que únicamente se producen fuerzas normales en el tablero y en el pilón.

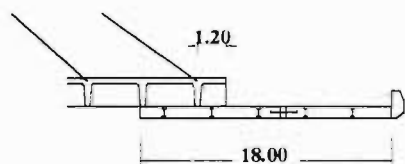


**Figura 3.24.** Construcción de las fases sucesivas del Puente Coatzacoalcos II

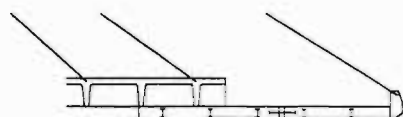
Longitud del voladizo, después del tensado del último cable, desplazamiento del carro móvil hacia tres segmentos adelante para realizar el cuarto.

Un sistema semejante se utilizó para la erección del Puente Chalón- sur -Saône en Francia, con segmentos de 6.90 metros; debido a la gran flexibilidad de la plataforma móvil, la tensión de los cables temporales fue ajustada por etapas: En la instalación de la plataforma móvil; después del vaciado de los primeros 10 m<sup>3</sup> de concreto; con otros dos ajustes intermedios, 10 m<sup>3</sup> después de los 10m<sup>3</sup> ya vaciados; y al término de la operación realizada con la geometría final del nuevo segmento ( fig.3.25 ).

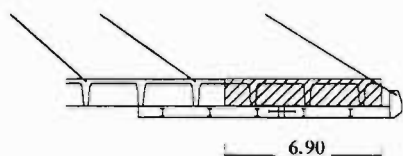




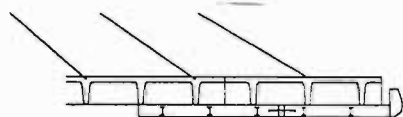
Fase 1: La plataforma avanza 6.90 m.  
Se tensan las barras de presfuerzo  
La plataforma está colocada en posición.



Fase 2: Se anclan los tirantes provisionales y se tensan parcialmente.  
Se coloca la cimbra, el armado y las nervaduras prefabricadas.



Fase 3: Se vacía el concreto y se tensan los tirantes provisionales simultáneamente por etapas.



Fase 4: Se tensan los tirantes definitivos y se destensan los cables provisionales simultáneamente por etapas.

**Figura.3.25.** Plataforma móvil utilizada con un par de cables temporales para la erección del puente Chalón - sur - Saône, Francia.

Finalmente si se quiere reducir los efectos de fluencia y la relación de acero de refuerzo y presfuerzo, es conveniente para la erección del puente tensar los cables ajustadas a las cargas de construcción, y no hasta el final.

Como se explicó, la construcción se puede realizar con la longitud de los cables, o las predeformaciones de los cables, los cuales no son los finales, pero están adaptadas a las cargas de construcción, peso propio y peso de los equipos de construcción (principalmente los dispositivos móviles), para no producir momentos flexionantes durante la erección.

Esto es lo que se realizó con gran éxito para la erección del puente Chalón- sur - Saône, para mantener las variables intrínsecas, estas longitudes medias de los cables fueron finalmente ajustadas después de la instalación de los equipos del puente (pavimento, guarnición, etc;) para adaptar las tensiones de los cables cuando se retiran las cargas de la plataforma móvil y las cargas adicionales.

Con las plataformas móviles, y con las longitudes seleccionadas de los cables para las fases de construcción, los pilones y el tablero únicamente soportan fuerzas compresivas, sin momentos flexionantes: los efectos de flujo plástico están limitados para un acortamiento uniforme de los pilones y el tablero, de amplitud extremadamente limitada.

### ➤ Efectos de segundo orden

La distribución final de las cargas permanentes pueden evaluarse por cálculos de primer orden, debido a la geometría deseada y la distribución de fuerzas. Pero este no es el caso en todas las situaciones de construcción.

En el caso del Puente de Normandía, se colocaron importantes cargas sobre el último segmento construido y en el frente de este: La grúa móvil de 80 ton, y el nuevo segmento izado 180 ton.

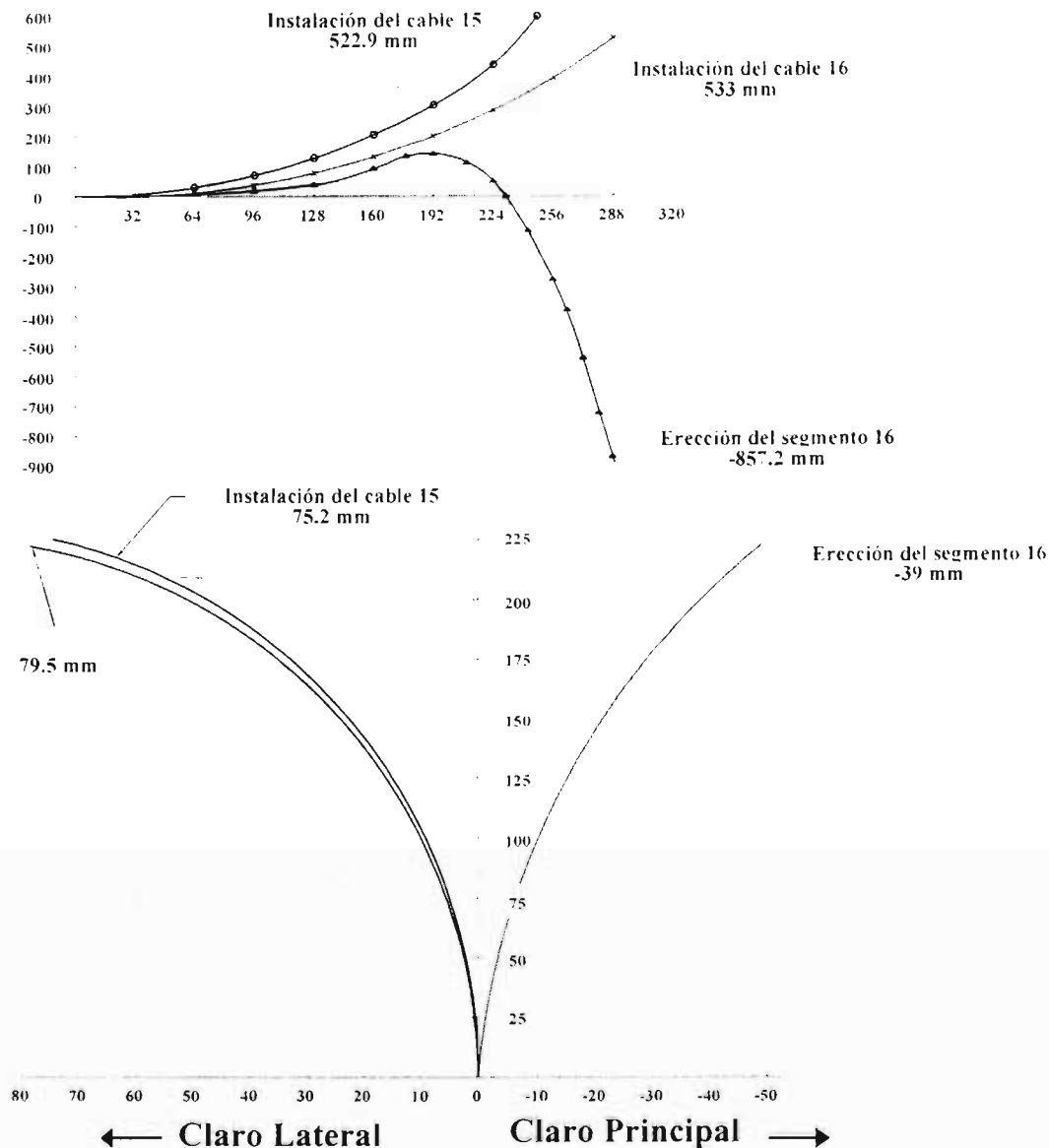
Estas cargas producen importantes momentos flexionantes negativos en una gran distancia hacia atrás, correspondientes a 5 o 6 segmentos.

Entonces si los últimos cables sufren altos esfuerzos de tensión, ( los cuales pueden adaptarse para alguna prevención contra los efectos del viento ) los cables posteriores soportan menores tensiones debido a las fuerzas flexionantes y al movimiento ascendente del puente (figura 6.20 y tabla 3.2).

Las curvas corresponden a la erección de un nuevo segmento y representan las deflexiones inducidas, desarrolladas en el tablero en una distancia aproximada de 100 metros.

Después de la cable 15	Cuando se izó el segmento 16	Después de la instalación del instalación del cable 16
# 10	176	161
# 11	191	184
# 12	197	208
# 13	271	326
# 14	252	355
# 15	252	406
# 16	-	-

**Tabla 3.2.** Tensión ( en toneladas ) en los cables número 10 al 16 en el claro principal, en algunas etapas significativas de la construcción del Puente de Normandía.



**Figura 6.20.** Deflexión vertical en el claro principal, y desplazamiento horizontal del pilón en algunas etapas significativas de la construcción del puente de Normandía:

Después de la instalación de los cables # 15, después de la instalación del segmento 16 ( el cual después estaría tensado por los cables # 16 ) y después de la instalación de los cables # 16. Podemos notar la combadura del tablero hacia arriba después de la instalación de los cables 15 o 16, debido a sus longitudes finales; el pilón está flexionado hacia atrás en las mismas circunstancias.

El módulo de elasticidad aparente de los cables puede cambiar completamente en tales situaciones y alterar la distribución real de las fuerzas. Entonces es necesario considerar la variación real del módulo de elasticidad del cable, con el análisis de los grandes desplazamientos.

Los efectos de segundo orden de los mismos no son mayores debido más bien a las deflexiones limitadas, pero se llega a ellos con el apoyo de programas de computadora adecuados.

Un análisis sencillo de primer orden no produciría daños a la geometría final:

Al fin 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 realizada sobre bases incorrectas con posibles errores en las decisiones tomadas durante las mediciones.

Desde luego, el problema no es el mismo en todos los puentes de concreto, donde los voladizos son pesados y los segmentos son cortos; especialmente cuando se han tomado todas las precauciones para reducir los momentos flexionantes en el frente del voladizo (plataforma móvil ...); y los análisis de primer orden son totalmente convenientes.

## 4 INSPECCIÓN E INSTRUMENTACIÓN

### 4.1 INTRODUCCIÓN

La seguridad de un puente es un punto esencial para su puesta en operación por eso, inicialmente antes de abrir el puente al tránsito, se necesita realizar procedimientos denominados pruebas de carga con el fin de comprobar la adecuada concepción del diseño, la estabilidad, y el buen comportamiento de la estructura; verificando su comportamiento bajo carga viva normal y considerando las sollicitaciones exteriores normales (viento, temperatura).

Durante la vida útil del puente es necesario continuar verificando que el comportamiento de la estructura se mantenga en los márgenes aceptables de calidad a través de programas de inspección y mantenimiento.

La calidad crítica de un elemento o de un detalle de la estructura está referida a las consecuencias de la falla de dicho elemento o detalle. En algunos casos la falla de un elemento tiene poco efecto en la integridad estructural del puente mientras que en otros casos puede ser la causa de un colapso súbito.

Por tal motivo es necesario establecer procedimientos específicos para detectar daños o anomalías en la estructura en forma oportuna con la ayuda de instrumentos de medición propios para estos fines, es decir conocer su patología de esta manera se podrá conocer las causas que originan su deterioro y de esta manera evaluar la manera de reestablecer su comportamiento adecuado.

Con el objeto de determinar la magnitud de los procedimientos de inspección, es muy importante entender el comportamiento estructural del puente y de las demandas estructurales de cada uno de los elementos que la integran y de esta manera enfocar la atención a las áreas más importantes de los componentes principales ( pilones, tablero, tirantes y sus anclajes, apoyos, topes antisísmicos y juntas de dilatación ) para su estudio y evaluación.

Igualmente importante son los datos topográficos del puente (elevación del tablero y la posición de las pilas y pilones) después del ajuste final de los cables al terminar la construcción, así como las medidas de las fuerzas finales aplicadas en cada tirante, otros detalles como planos y/o información del diseño original puede requerirse conforme avance las inspecciones y se vayan encontrando fallas específicas.

## **4.2 Patología estructural**

El término patología estructural se entiende como el estudio de aquellas anomalías que se producen en los elementos o detalles estructurales del puente, las cuales no le permiten cumplir adecuadamente sus condiciones de seguridad, resistencia y funcionalidad para los que fueron proyectados.

Se puede afirmar que un gran número de las anomalías que se presentan en el comportamiento de los puentes atirantados se debe a la deficiente concepción de los detalles estructurales como son:

### **4.2.1 Patología generada en el proyecto.**

#### **Adaptación inadecuada de la transferencia de tecnología extranjera.**

La adopción de tecnologías transferidas sin adaptarlas correctamente a las condiciones reales del país, como son por ejemplo los reglamentos, los métodos constructivos, los detalles estructurales considerados como “ tipo” o de cualquier otro dispositivo, etc.; sin ejercer ningún criterio, ni ensayos o estudios específicos para un proyecto en particular, es una de las causas que generan las patologías estructurales más peligrosas.

#### **Subestimación de las deformaciones diferidas del tablero en el diseño del anclaje de los tirantes.**

Debido a las deformaciones diferidas debidas al flujo plástico y a la contracción, en los tableros metálicos y sobre todo en los tableros de concreto, en el anclaje de los tirantes debe reservarse la posibilidad de ajustes con el tiempo, con el objeto de poder restituirle a la estructura su perfil de origen, y también permitir una operación de sustitución fácil, para asegurar una larga vida útil a la estructura.

**Utilizar anclajes tipo silleta en los pilones cuyos radios excedan de dos metros**

Originan esfuerzos radiales que pueden tener un efecto desfavorable sobre la resistencia a la fatiga de los cables.

**Utilizar vainas de acero y lechada de cemento como sistema de prevención contra la corrosión de los cables.**

En puentes atirantados construidos en la década de los 80's, era práctica común la utilización de inyección de lechada de cemento en las vainas de los tirantes para proteger los torones contra la corrosión, esta inyección conforma una " viga " de gran diámetro e inercia, de esta manera por su rigidez, los cables se comportan como sólidos rígidos.

En estas circunstancias las variaciones angulares alternadas en los extremos de los tirantes entre el pilón y el tablero debidas a las cargas vivas, agrietan la lechada propiciando el fenómeno de corrosión por fatiga ( el esfuerzo de fatiga cuando está acompañado de corrosión normalmente produce una falla más rápida que el simple esfuerzo de fatiga de la misma magnitud ).

La subestimación de este fenómeno sin haber considerado los estudios específicos de fatiga de los cables, y los métodos alternativos de protección contra la corrosión es uno de los problemas más importantes de durabilidad estructural.

**Detallado inadecuado para lograr la hermeticidad entre las vainas y los anclajes de los tirantes.**

La carencia de estanqueidad de las vainas en la conexión con los tubos cañón en los anclajes de los pilones y en el tablero, genera una situación potencialmente peligrosa de corrosión en los cables.

**Subestimación en la elaboración de manuales de mantenimiento y descuido en la previsión de accesos a zonas de inspección.**

Desde el punto de vista de mantenimiento, el diseñador debe contemplar la elaboración minuciosa de manuales de mantenimiento, indicando la periodicidad y la metodología de los trabajos que deban realizarse permitiendo el acceso adecuado a las zonas de inspección.

**Utilización de programas de análisis inadecuados.**

Es recomendable que el programa de análisis del modelo, se encuentre ubicado de preferencia a pie de obra durante las fases constructivas, los puntos de control de la estructura deben coincidir con los nodos del modelo de análisis para evitar la interpolación de datos.

Este programa debe ser flexible para calibrar las hipótesis de análisis, y además poseer gran capacidad de retroalimentación de datos obtenidos en campo ( nivelaciones, pesajes, módulos elásticos, cargas, etc. ) para su recálculo en un tiempo breve; con la finalidad de permitir en forma oportuna y sin perjuicio al avance de obra, el ajuste de cualquier fuerza de tensado, cargas muertas, así como de la geometría en la superestructura.

#### **Omisión de dispositivos y métodos especiales para la colocación de las vainas.**

Es muy frecuente que al no contar en la obra con los dispositivos adecuados para la colocación de las vainas, se recurra a insertar una varilla de izaje perforando la vaina de los tirantes; ocasionando que por estos agujeros penetre el agua lo cual propiciará la corrosión de los tirantes.

#### **Falta de previsión de condiciones peligrosas durante la construcción de detalles especiales.**

Cuando el proyectista diseña un detalle especial como lo es el diseño de deflectores aerodinámicos, debe prever para su ejecución, el procedimiento más seguro que garantice la integridad de los trabajadores en las operaciones de montaje. De esta manera la calidad en su ejecución será más eficiente.

### **4.2.2 Patología generada durante la construcción.**

#### **Ignorancia respecto al Control Geométrico.**

A través del control geométrico se detectan defectos que indican la posibilidad de una evolución anormal de la estructura, es obvio que las supervisiones competentes y estrictas con un carácter, quizás, antipático y hasta molesto para los constructores, son un factor decisivo para evitar los fracasos de las obras.

#### **Modificación del proyecto durante la construcción.**

La modificación apresurada del proyecto durante la etapa de construcción sin contar con la opinión oportuna del proyectista original, es fuente de errores peligrosos.

#### **Supervisión deficiente e inadecuada.**

Es imprescindible la coparticipación del proyectista en la supervisión de la construcción de la obra, al menos en los aspectos más importantes de la misma, por ejemplo durante el control geométrico.

#### **Bloqueo de los dispositivos de apoyo por acumulación de basura y por colados mal ejecutados.**

#### **Medición deficiente de fuerzas de tensión y alargamientos obtenidos por el empleo de equipos de tensado mal calibrados.**



### **Omitir el inyectado de cables de presfuerzo en tableros prefabricados de concreto presforzado y deficiente proceso de inyección**

Cuando se construyen tableros de concreto presforzado con secciones prefabricadas, la supervisión debe poner mucha atención en no omitir el inyectado de los cables de presfuerzo, vigilando el proceso de inyección y revisar previamente que existan los ductos de inyección.

### **Mala colocación de los tubos cañón.**

La falta de alineación entre el tirante y los anclajes superior e inferior cuando se utilizan tubo cañón generan momentos flexionantes locales en el tablero y en el pilón, propiciando además daños de corrosión por fatiga de los cables.

El diseño de anclajes articulados solucionaría este problema, necesitando aumentar el refuerzo de las almas en las vigas principales del tablero y la cabeza del pilón, pero el comportamiento de la estructura sería diferente; además se requieren detalles especiales y mayor mantenimiento para su correcto funcionamiento.

### **Incompatibilidad entre los equipos de tensado y el tipo de torón.**

El empleo de torones autoprottegidos con resina epóxica y cuñas incompatibles para realizar su tensado, provoca que las cuñas no penetren lo suficiente dentro del torón y que “ muerdan ” únicamente el recubrimiento epoxi; lo cual provoca un falso tensado, para asegurar que los dientes de las cuñas muerdan al torón, se ha recurrido a una solución errónea que es la de calentarlo para poder derretir el recubrimiento epoxi y pelarlo, generando esfuerzos parásitos al torón que dañan su resistencia.

### **Almacenamiento prolongado de tirantes prefabricados tipo Hi- Am.**

Los tirantes prefabricados tipo Hi- Am ( Alta amplitud de esfuerzo ) se hacen en fábrica y se surten en la obra enrollado en carretes de gran diámetro. Esta situación puede, en caso de un almacenamiento prolongado provocar deformaciones irreversibles del recubrimiento de polietileno de alta densidad ( PEHD ), lo cual es molesto desde un punto de vista estético y dañino desde un punto de vista de su trabajo mecánico.

### **Eliminación de los puntos de control después de terminar el puente.**

Durante los trabajos finales de colocación de la carpeta debe preverse conservar los puntos de control que se usaron durante la construcción, su eliminación provoca que se pierda la referencia entre los nodos del modelo de análisis, de esta manera el estudio de la evolución exacta del comportamiento del puente se vuelve incierto, lo cual es muy importante para efectuar el mantenimiento.

### **4.2.3 Patología generada en el Mantenimiento.**

#### **Procedimientos deficientes de inspección.**

Aunque todos los elementos estructurales del puente deben revisarse para encontrar daños o irregularidades, hay áreas en las cuales la inspección detallada es especialmente importante, estas son las áreas cercanas a los anclajes de los tirantes, los tirantes, las zonas de postensado y las zonas cercanas a las juntas de dilatación, los apoyos, los topes antisísmicos y las retenidas antidespegue.

#### **Inexperiencia en trabajos de inspección**

Ejecución deficiente, descuidada e inoportuna de los trabajos de mantenimiento o conservación del puente; ocasionado principalmente por el empleo de personal técnico incompetente sin la experiencia requerida en el mantenimiento de los puentes atirantados y por el empleo inadecuado de metodologías y equipos especialmente diseñados para la inspección, detección de daños y mantenimiento de estas estructuras.

#### **Utilización de metodologías erróneas en la realización de las acciones de mantenimiento.**

Es vital para el resultado de las inspecciones y para los trabajos de mantenimiento contar con los planos constructivos, memorias de cálculo de diseño, bitácoras, etc. para ayudar a la asesoría del mantenimiento necesario, el diagnóstico de las fallas y cualquier revisión de capacidad de cargas.

Decidir por ejemplo retensar los tirantes sin efectuar previamente un acopio de datos necesarios como son los planos constructivos autorizados, las minutas de cambio de proyecto durante las fases constructivas, los procedimientos realizados durante el control geométrico, los resultados y las conclusiones obtenidas durante la prueba de carga, el análisis estructural adecuado que contemple las fuerzas de los tirantes y la geometría final de los pilones y el tablero obtenidos al término de la construcción ( lo cual incluye las deformaciones impuestas a la estructura para tomar en cuenta los efectos dependientes del tiempo), puede distorsionar completamente el comportamiento previsto de la estructura de acuerdo a lo proyectado; y generar patologías en la estructura altamente riesgosas para la seguridad de los usuarios del puente.

#### **Negligencia en la corrección oportuna de daños reportados**

La posibilidad de evitar las fallas está en controlar los errores que podrían cometerse en el presente o en el futuro, estudiando o investigando los errores cometidos por otros en el pasado.

### 4.3 INSPECCION DE PUENTES ATIRANTADOS

El objetivo es llevar a cabo un control ordenado, sistemático y metódico del estado físico de un miembro estructural ( o algún otro elemento ) y su capacidad para desarrollar su función específica para la que fue diseñado, con la finalidad de formar la historia de las condiciones del puente que servirá para planear las acciones necesarias para conservar o reestablecer su funcionamiento correcto; como lo son las reparaciones y el mantenimiento durante toda su vida útil.

El procedimiento de inspección característico para los puentes atirantados consiste en dos sistemas de calificación:

- EL SISTEMA DE RANGO NUMERICO ( SRN )
- EL SISTEMA DE RANGO DE CONDICIONES ( SRC )

Se basan en reportes de condiciones que registran los efectos de las acciones que influyen en el comportamiento de los todos los elementos del puente. Existen tres diferentes tipos de acciones que influyen en las condiciones de los elementos de los puentes de acuerdo a lo siguiente:

#### **Defectos**

Estos están relacionados con la calidad adecuada del diseño, la calidad de los materiales y los métodos de construcción utilizados. Estos defectos en el puente son inherentes al momento de su ejecución

#### **Daños**

Son debidos a fenómenos ocasionales como sobrecargas, impactos vehiculares, derrames de agentes químicos, movimientos telúricos de alto grado, huracanes e incendios estos fenómenos pueden ocurrir repentinamente durante la vida de servicio del puente

#### **Deterioro**

Usualmente es un proceso lento que ocurre durante un largo periodo y se debe a condiciones conocidas o imprevistas. Estas acciones incluyen: exposición al medio ambiente ( congelamientos y descongelamientos cíclicos, radiaciones de rayos ultravioleta, etc. ) abrasión, corrosión, fatiga, reacción alcalina de los agregados e introducción de cloruros entre otros. Se ha comprobado que las influencias de los defectos y deterioros, se pueden reducir y hasta eliminar con la implementación de un programa racional de inspección y mantenimiento para los puentes.

### 4.3.1 Sistema de rango numérico (SRN)

Para obtener un reporte consistente y significativo sobre el adecuado funcionamiento y seguridad de un elemento estructural principal del puente, el sistema de rango numérico se utiliza de acuerdo a lo que se describe:

- Calificación de 1:

Potencialmente peligroso y requiere atención inmediata

- Calificación de 3:

Serios deterioros o defectos; el elemento en cuestión no funciona de acuerdo a lo contemplado en el proyecto original. Su reparación es necesaria dentro de los seis meses siguientes a la detección

- Calificación de 5:

Deterioros o defectos menos importantes, el elemento funciona como ha sido diseñado, sin embargo requiere reparación y/o mantenimiento en un futuro próximo.

- Calificación de 7:

El elemento no presenta defectos o ha sido reparado

- Calificación de 8:

El elemento ha de revisarse no es accesible

Los rangos numéricos 2, 4 y 6 se utilizan a criterio del inspector para indicar alguna condición intermedia entre los rangos 1, 3, 5 y 7, respectivamente.

Este sistema de rango numérico, es particularmente útil para efectuar comparaciones del estado de los elementos, establecer prioridades en los programas de reparación, así como en la planeación y presupuesto de los programas de mantenimiento.

### 4.3.2 Sistema de rango de condiciones

Este sistema, se utiliza para describir la condición de los componentes individuales (ya sean estructurales o no) y que forman parte de un miembro principal en el puente. Los rangos están basados en observaciones visuales de campo o en otros procedimientos según sea el caso.

Las calificaciones que se utilizan son:

- B: En buenas condiciones
- R: En regulares condiciones
- M: En malas condiciones
- X: No hay acceso para hacer observaciones
- NA: No se aplica criterio

Estos sistemas están fundamentados en la premisa de que los puentes y sus estructuras deben ser inspeccionados consuetudinaria y periódicamente, la periodicidad de las inspecciones dependerá del tipo de puente y de su comportamiento histórico, es decir, si con las revisiones periódicas establecidas se encuentran pocos cambios se podrán espaciar las frecuencias y viceversa.

Las revisiones periódicas se efectúan de acuerdo a lo establecido en los manuales del mantenimiento del puente, lo común es realizar una revisión exhaustiva anual y tres trimestrales, es posible que también se realice por consecuencia de ocurrencia de sismos o huracanes extraordinarios, para lo cual también se deben presentar reportes específicos.

Para poder implementar y llevar a cabo los trabajos descritos se debe contar con:

- El personal de campo adecuadamente capacitado para la inspección e los puentes, que además debe observar una buena disciplina en cuanto a seguridad por la naturaleza de su trabajo.

Este personal constantemente debe ser instruido y supervisado por algún superior, con la finalidad de que al repetir una inspección se evite que por la rutina en los trabajos se pasen por alto detalles que pueden ser importantes.

El personal de campo debe contar con unos formatos especiales que le ayuden a realizar la inspección y que las siga al pie de la letra con el mismo objetivo de no pasar por alto algún elemento, asimismo tomar fotografías de todos los puntos relevantes de la inspección. Después de haber recabado la información se deberá remitir a la oficina central para su proceso y organización.

- Personal de oficina que clasifique y capture los datos obtenidos en el campo.

La información recibida se filtra y se compara con reportes anteriores verificando que las diferencias en las calificaciones sean consecuentes, si se encontrase alguna diferencia mayor, será necesario visitar la estructura y constatar el dato emitido para encontrar una explicación.

- El equipo de cómputo sea adecuado y de suficiente capacidad para el almacenamiento de todos los datos de los reportes anteriores, de los actuales y de los que se realicen a lo largo de la vida de la estructura.

Este equipo debe contar con programas especiales de bases de datos que permitan, además de emitir los reportes, establecer comparaciones de calificación con reportes anteriores para poder llevar la secuencia histórica de cada uno de los elementos del puente y saber si los elementos se deterioran, fueron reparados o permanecen sin cambios.

Los archivos fotográficos se deben concentrar en dispositivos electrónicos que faciliten su suficiente búsqueda y localización, así como evitar el deterioro físico de los negativos o fotografías tradicionales.

### **4.3.3- Revisión de la documentación existente**

Es vital para el resultado de las inspecciones (y trabajos de mantenimiento) ser precisos y llenar adecuadamente los formatos correspondientes de inspección, incluyendo los datos poco representativos de manera que se pueda tener una historia completa de las estructuras y que se esté disponible en cualquier momento mientras se efectúe una inspección, deberá tenerse en consideración que cualquier falla tiene una causa y el objeto de la empresa inspectora, será el determinar dicha causa, los planos constructivos y cálculos de diseño, etc.; ayudarán en la asesoría del mantenimiento necesario, el diagnóstico de las fallas y cualquier revisión de capacidad de cargas.

La documentación de los puentes debe considerarse como datos significativos, necesarios y relevantes y cuya información seguirá aumentando y se mantendrá lista para consultarla, evaluarla, diseminarla y retroalimentar a la empresa para un mejor control.

## **4.4 Inspección**

Como primer paso en el programa de inspección, se hará un recorrido de los elementos estructurales del puente con los siguientes objetivos:

- Inspección visual con la ayuda de binoculares de la superestructura, pilas, estribos, pilones, tirantes, juntas de dilatación y apoyos, para determinar daños o defectos obvios, tales como accidentes de tráfico, movimientos telúricos, etc., anotar y reportar dichos daños, así como las áreas con serios deterioros, fisuras y otras irregularidades.
- Inspección visual de los puntos accesibles bajo el tablero del puente posicionando las canastillas de inspección existentes para observar las condiciones generales de la parte baja del tablero, los apoyos y los topes antisísmicos; anotar y reportar los daños obvios.
- Inspección visual del suelo y los taludes alrededor de los estribos y los cimientos de las pilas para revisar el deslizamiento y/o erosión del terreno, anotar y reportar todo aquello que se haya encontrado irregular.

- Fotografiar y/o filmar los principales componentes estructurales de cada puente, apariencia general y condiciones del terreno; anotar por cada fotografía, su localización y la dirección de su toma y fecha, las subsecuentes fotografías serán tomadas de la misma manera para que sean directamente comparables.
- Reporte de las condiciones generales de limpieza del puente, en particular de las juntas de calzada, sistema de drenaje y la condición de las superficies pintadas.
- Reportar el funcionamiento de las luces de navegación aérea y sistema de pararrayos.

#### **4.4.1 Control Topográfico del puente**

Se debe marcar puntos de control en los diferentes elementos estructurales del puente mediante testigos debidamente numerados y marcados para su confiable y permanente identificación, estos puntos serán topográficamente ubicados en los tres ejes cartesianos referidos a bancos de nivel preestablecidos y a partir de los cuales se realizarán todas las mediciones.

##### **4.4.1a Perfil del tablero del puente**

Se deberá realizar una nivelación basada en los puntos de control originales tanto del lado izquierdo como derecho del puente para compararla con la nivelación original y determinar las diferencias si las hay.

##### **4.4.1b Verticalidad de las pilas, pilones y estribos**

El objeto será el de verificar la existencia de inclinaciones, deformaciones o torsiones en el cuerpo de la pila, de acuerdo al procedimiento descrito anteriormente se marcarán cuatro puntos en las aristas de la pila a un metro de sus extremos, con lo cual se obtendrán secciones que se podrán superponer entre sí, registrando sus posiciones relativas para detectar cualquier inclinación o deformación existente.

##### **4.4.1c Nivelación de la cimentación de las pilas y de los estribos**

El objeto será el de verificar la existencia de hundimientos en la estructura general del puente. Utilizando los testigos, colocados en las aristas de las pilas, se registrarán los valores de las coordenadas cartesianas, para poder comparar las elevaciones de las diferentes mediciones.

##### **4.4.1d Resumen de las medidas obtenidas en el levantamiento y comparación con los perfiles al término de la construcción.**

Esto nos puede dar indicio de anomalías detectadas en la estructura comparando las condiciones del puente al término de su construcción con las mediciones efectuadas.

## **4.5 Inspección de los elementos de concreto**

Esto se aplica a los elementos estructurales de concreto del puente, incluidos cimientos, pilas, estribos, superestructura del puente (superficie de rodamiento solamente en el caso de estructuras mixtas), pilones, topes antisísmicos y parapetos de concreto.

Durante la revisión, los datos en los formatos de inspección, elaborados para tal efecto, deberán ser recabados para cada elemento estructural. La inspección de cada elemento deberá concentrarse en fisuras, desconchamientos y degradación del concreto.

### **4.5.1 Localización y clasificación de las fisuras**

La localización de la fisura deberá anotarse en el formato de inspección del elemento estructural respectivo, deberá anexarse un croquis o fotografía marcando la localización, dirección, longitud y ancho de la fisura, el ancho de la fisura deberá ser medido con un comparador óptico, la fisura y sus extremos también deberán marcarse con pintura en el concreto.

Las fisuras en el concreto no siempre ponen en peligro la seguridad o la capacidad del elemento estructural, los posibles efectos de las fisuras deberán ser considerados en el contexto de su causa, localización, sistema estático y medio ambiente.

Las fisuras pueden ser clasificadas según su origen en:

#### **4.5.1a Fisuras por temperatura**

Estas aparecen a través de toda la sección o superficie y son causadas por calor de hidratación o por influencia de la temperatura ambiente.

#### **4.5.1b Fisuras por contracción**

Se deben al encogimiento de los elementos estructurales circundantes, mayor pérdida de humedad de una de las superficies con respecto a otra, diferente porcentaje o tiempo de contracción, o diferente coeficiente de contracción total.

#### **4.5.1c Fisuras por envejecimiento**

Pueden ser causados por corrosión del acero, ataque por sulfatos o reacciones de los agregados (álcalis o silicones).

#### **4.5.1d Fisuras por carga**

Estas se deben a flexiones, tensiones, esfuerzos cortantes, torsiones, fallas de adherencia, cargas concentradas, asentamientos o presfuerzo incorrecto.



Antes de seleccionar y recomendar un método de reparación de fisuras, deberá determinarse su causa y saber si las fisuras son activas o estables, el comportamiento de la fisura debe verificarse con observaciones periódicas y mediante testigos aplicados en las zonas críticas.

El efecto de las fisuras en el comportamiento estructural del elemento deberá ser evaluado. Se deberán tener consideraciones a la posible necesidad de sellar las fisuras mas anchas para prevenir la corrosión del acero de refuerzo, debido a la entrada de agentes agresivos.

### **4.5.2 Desconchamientos**

Los desconchamientos del concreto deberán anotarse de la misma manera que las fisuras, y también deberán marcarse con pintura, la razón de los desconchamientos deberá determinarse de acuerdo a las siguientes razones:

- Corrosión del acero de refuerzo o de los accesorios ahogados
- Efectos de temperatura ( congelamiento o fuego)
- Ataques químicos o daños mecánicos
- Mala calidad del concreto
- Insuficiencia en el acero de refuerzo
- El área del apoyo muy cerca del extremo del elemento de concreto

### **4.5.3 Localización de las zonas degradadas y señales de corrosión**

Las zonas degradadas pueden ser resultado de:

#### **4.5.3a Ataques químicos**

La pasta de cemento altamente alcalina que se forma por hidratación está sujeta a ataques químicos y puede reaccionar únicamente al disolverse en el agua contenida en los poros de la pasta del cemento.

La resistencia del concreto a ataques químicos depende, por lo tanto, de la permeabilidad del concreto, del tipo y tamaño de los poros y del tipo del cemento utilizado.

#### **4.5.3b Disolución**

Los compuestos fácilmente solubles, pueden ser lavados fuera del concreto o de la pasta de cemento por el acceso continuo de agua.

### **4.5.3c Expansión**

Los compuestos con solubilidad pesada se retienen dentro de la pasta de cemento conforme se recrystalizan en el sistema capilar de los poros, si ocupan más espacio que en su forma original ocurren esfuerzos de expansión que pueden llevar a un entallamiento.

### **4.5.3d Excesiva aflorescencia, decoloración y manchas**

Las razones por las cuales esto puede suceder son: ataques químicos, exceso de sales minerales en el concreto, alta porosidad que permite ingreso de agua, el recubrimiento de concreto sobre los armados es escaso o los ductos de los tendones de postensión no fueron lechadeados correctamente.

La localización de zonas degradadas y de corrosión deberá ser marcado en el concreto con pintura y serán registrados en su respectivo formato de inspección, la causa de la degradación deberá ser determinada y si se requiere, deberán especificarse las acciones a tomar.

## **4.6 Procedimientos de inspección**

Aunque todos los elementos estructurales de concreto deberán ser revisados, para encontrar daños o irregularidades, hay áreas en las cuales la inspección es especialmente importante. Estas son las áreas cercanas a los anclajes de los tirantes en el tablero del puente y de los pilones, las áreas de postensado en el tablero del puente y en los pilones, ambos por fuera y por dentro y las zonas cercanas a las juntas de dilatación, los apoyos, los topes antisísmicos, las trabes longitudinales y transversales.

Las áreas de concreto que muestren irregularidades, podrán requerir futuras investigaciones, en particular pruebas no destructivas de la resistencia del concreto como el método de martillo de rebote.

### **4.9.2 Inspección de los elementos de acero estructural de la superestructura**

Para cada elemento estructural o grupo de elementos estructurales, deberá ser llenada una hoja de inspección durante ésta, la atención del inspector deberá concentrarse en las fisuras de las vigas y sus soldaduras, las conexiones atornilladas, la condición de la pintura y corrosión, daños accidentales y signos de fallas locales.

#### **4.6.1.1 Localización de las fisuras**

La localización de las fisuras en las vigas y en sus soldaduras, inicialmente deberá depender de una inspección visual y con aparatos en áreas sospechosas, se deberán hacer pruebas con líquidos penetrantes o ultrasonido para determinar la existencia de fisuras en las secciones de acero o soldaduras.

La búsqueda de fisuras se concentrará principalmente en las zonas cerca y alrededor de las soldaduras y a sitios que son susceptibles a concentraciones de esfuerzos primarios y secundarios, incluyendo los anclajes de los cables.

La localización de la fisura, se anotará en el formato de inspección para los elementos respectivos de acero y se deberá hacer un croquis o tomar una fotografía especificando la localización, dirección, longitud y ancho de la fisura, la fisura y sus extremos también se marcarán con pintura sobre el acero. Todas las fisuras se necesitan evaluar para cualquier reparación que sea necesaria o para ser vigiladas en inspecciones programadas regularmente.

#### **4.6.1.2 Conexiones atornilladas**

Deberán efectuarse inspecciones visuales a las conexiones atornilladas y registrarse en las hojas de inspección.

#### **4.6.1.3 Condiciones de la pintura y corrosión**

En la hoja de inspección de cada elemento estructural de acero, la detección de decoloración de la pintura, burbujas, descascarado y abrasiones accidentales deberán ser anotadas y las áreas defectuosas marcadas con pintura sobre el acero. Su evaluación deberá incluirse en las recomendaciones para su reparación.

#### **4.6.1.4 Daños accidentales y fallas locales**

Cualquier daño en las vigas de acero, como abolladuras, cortes y otras inusuales deberán registrarse en las formas de inspección y evaluarse.

### **4.7 Tirantes**

Los procedimientos de inspección para los anclajes de los tirantes pueden diferir, dependiendo del sistema que se utilizó.

Los siguientes procedimientos generales que se aplican para todos los diferentes tipos de tirantes y que deben ser anotados en el formato respectivo para cada tirante durante la inspección son:

### 4.7.1 Inspección visual

En cada tirante deberá realizarse una inspección visual debe ser inspeccionado la vaina del tirante con la ayuda de binoculares potentes para encontrar daños, fisuras y deterioros, así como daños en las uniones.

El anclaje en el tablero del puente así como en el pilón deberá ser inspeccionado por cada cable para determinar cualquier goteo del componente anticorrosivo, goteos de agua, corrosión y cualquier irregularidad en el soporte del anclaje.

Todas las irregularidades o la no existencia de ellas, deberán registrarse en el correspondiente formato de inspección.

### 4.7.2 Inspección detallada del anclaje

Se deberá remover la capucha protectora al 10% del anclaje del tablero. Los anclajes a inspeccionarse deben ser seleccionados de manera que se incluyan cables largos y cortos, así como los cables en donde la nivelación del tablero del puente, comparada con la nivelación original, muestre una aparente pérdida de fuerza.

Deberá determinarse la condición del componente anticorrosivo, la presencia de agua, corrosión en todos los componentes del anclaje y deslizamiento de cualquier torón en la placa de cuñas, una vez terminada la inspección de un anclaje, es necesario rellenar la capucha protectora con el componente anticorrosivo y reinstalarla teniendo cuidado de colocar el sello adecuadamente, si se hubiese encontrado penetración de agua en el anclaje, deberá investigarse la localización del goteo y se sugerirá la reparación correspondiente.

Si en los anclajes seleccionados inicialmente se llegara a encontrar que tienen serias fallas de acuerdo a lo enunciado en el párrafo anterior deberán seleccionarse, de acuerdo al criterio de los inspectores, otro 10% de los anclajes e inspeccionarse de la misma manera, si la inspección de esta segunda selección revela fallas, se deberá tomar la decisión de inspeccionar más grupos de anclajes o proceder a la revisión total, dependiendo de la gravedad de los defectos encontrados.

Todos los defectos o la no existencia de ellos, deberán ser registrados en los formatos de inspección, notificando la necesidad de cualquier reparación.

### 4.7.3 Inspección de los tubos antivandálicos

Se deberá realizar una inspección visual de todos los tubos antivandálicos para determinar la condición de los sellos en la parte superior e inferior, el galvanizado, cualquier defecto o daño, así como el apriete de los tornillos longitudinales o la soldadura del tubo. Los resultados de la inspección deberán ser registrados en el formato correspondiente.

Se removerá o deslizará hacia arriba el 2% de los tubos antivandálicos para la inspección de los cables que protegen.

Se tendrá cuidado de seleccionar tubos antivandálicos que cubran tanto cables largos como cortos, así como casos en donde se encuentren defectos en el sello o en los tornillos. Deberá inspeccionarse el cable que se encuentra dentro del tubo antivandálico para detectar si existe algún posible deterioro provocado por corrosión, presencia de agua o cualquier otra irregularidad.

Después de registrar los resultados de la inspección en el formato correspondiente, los tubos antivandálicos deberán ser reinstalados o reposicionados y resellados, dependiendo de las condiciones encontradas se revisará un segundo grupo de tubos de la misma manera.

#### **4.7.4 Revisión de la fuerza de los cables**

La fuerza en el tirante deberá ser comprobada utilizando un gato accionado por una central hidráulica. Que tendrá un manómetro debidamente calibrado para tensar el conjunto de torones con los equipos propios de cada sistema de tirantes.

La medición de la fuerza de los cables, será necesaria solamente si la nivelación comparada con la del tablero del puente, indica cambios significativos de fuerza en un cable o grupos de cables en particular o cuando después de remover la cubierta del anclaje, se encuentren condiciones tales, que hagan necesaria la revisión.

Los resultados de cualquier revisión deberán ser registrados en el formato correspondiente y servirán como base para cualquier ajuste requerido en la fuerza del cable en cuestión.

## 4.8 Prueba de comportamiento estructural e instrumentación

Se define como prueba de comportamiento estructural o prueba de carga el conjunto de operaciones de control, cuya realización es requisito indispensable en puentes antes de su apertura al tráfico, con el fin de comprobar la adecuada concepción, la estabilidad, y el buen comportamiento de la estructura; verificando su comportamiento bajo carga viva normal y considerando las sollicitaciones exteriores normales ( viento, temperatura ).

### 4.8.1 Tipos de pruebas de carga

#### 4.8.1.1 Prueba de carga estática

La prueba de carga estática se realiza por medio de camiones parados colocados sobre la calzada del puente, los camiones se colocan de acuerdo a los casos de carga que se deseen estudiar para verificar las diferentes zonas del puente.

Los casos de carga se refieren a la repartición de los camiones en dirección longitudinal y transversal, de tal manera que las sollicitaciones que se desarrollen en la prueba, sean del orden del 70% de las sollicitaciones máximas desarrolladas para el conjunto de las cargas de la calzada y de las cargas generales de la banqueta que se tomaron en cuenta en los cálculos.

La selección de los camiones ha utilizar en la prueba deben ser los más pesados, permitiéndose lastrarse con arena mojada; es indispensable empezar por los casos de carga de los apoyos antes de realizar cualquier medición sobre los tramos.

El número total de camiones reunidos debe permitir por lo menos cargar al mismo tiempo la mitad del tramo principal y la totalidad del tramo adyacente.

Comúnmente se carga el tablero según las líneas de influencia analizadas, el objetivo de la prueba es estudiar el comportamiento del tablero y los pilones frente a los elementos mecánicos que se generan al cargar el puente, por ejemplo se estudia los efectos de momento y torsión en las secciones más sollicitadas, como son las dovelas de cierre y en las zonas cercanas a los apoyos, y para los pilones los momentos máximos en la cabeza y en la base.

Estas pruebas, incluyen mediciones de deformaciones y de esfuerzos, la prueba debe realizarse de noche para evitar interacciones con los fenómenos térmicos.

### 4.8.1.2 Prueba de carga dinámica

Las pruebas de carga dinámica, tienen por finalidad principal la medición del amortiguamiento interno de la estructura para los dos modos fundamentales de vibración de la estructura :

- Flexión Vertical
- Torsión del tablero

Estas pruebas se complementan con mediciones del amortiguamiento propio en flexión de los tirantes.

La realización de la prueba dinámica puede realizarse por varios métodos:

- 1.- Dejar caer sobre una cama de madera, una masa de 10 ton. desde una altura de 0.20 a 0.50 m.
- 2.- Dejar caer una masa “ w ” suspendida desde el tablero para inducir la vibración al puente.

El segundo método, aunque de realización tal vez más difícil, fue empleado para las pruebas del puente Tampico con mejores resultados, porque la excitación es más pura.

- 3.- Hacer circular de frente y en la misma dirección de un extremo a otro a la mayor velocidad posible ( tomando en cuenta las normas de seguridad ) los camiones utilizados en las pruebas.
- 4.- Colocar un madero a la mitad del claro principal y hacer circular un camión a velocidad reducida de un extremo a otro del puente sobre el carril más cercano a los tirantes.
- 5.- Igual que el anterior pero el camión circula sobre el carril más alejado de los tirantes.

Las tres últimas pruebas fueron empleadas en el puente Coatzacoalcos II.

Para determinar el amortiguamiento interno en flexión de los tirantes se realiza jalando el tirante por medio de una cuerda o un cable, para provocarle una excitación transversal, se instala en el tirante acelerómetros para registrar la vibración producida.

En cualquiera de las pruebas dinámicas empleadas, se debe llevar un registro continuo de las deformaciones del tablero en el claro central en el eje , en las orillas del tablero y en los tramos laterales, al igual que las deformaciones longitudinales de los pilones en la parte superior. Los registros se deben realizar durante la carga y después de ésta hasta que se extingan las vibraciones de la estructura. Si uno de los registros resulta defectuoso se volverá a iniciar la prueba correspondiente.

### **4.8.1.3 Prueba de los efectos térmicos**

Estas pruebas tienen por objeto la evaluación de los efectos de las variaciones térmicas diarias.

Se toma la lectura de las temperaturas en diferentes horarios del día y de la noche (variaciones diurnas), en diferentes épocas del año (variaciones por temporada) para diversas condiciones de sol ( gradiente térmico y diferencias de temperatura entre el tablero y los tirantes ) con el fin de verificar las hipótesis que se tomaron en cuenta.

Las mediciones de temperatura se realizan directamente y por medio de extensómetros empotrados, simultáneamente se miden los esfuerzos en el concreto y en los tirantes, verificando de esta forma el comportamiento del tablero.

En la medida de lo posible, se realizan estas mediciones de esfuerzos en condiciones que permitan aislar los efectos térmicos de los otros efectos ( carga viva, viento ).

### **4.8.1.4 Prueba de los efectos del viento en el tablero y en los tirantes**

Estas mediciones deben realizarse un día que haya mucho viento y tiene como finalidad el comprobar las hipótesis planteadas con respecto a la circulación de corrientes pequeñas de aire alrededor del tablero y alrededor de los tirantes, y en esta forma controlar la validez de los resultados obtenidos en la prueba de túnel de viento. También se debe registrar las vibraciones de algunos tirantes

Esta campaña de mediciones podrá complementarse con las pruebas dinámicas.

### **4.8.2 Puntos de mediciones**

Los puntos de mediciones ( desplazamientos y esfuerzos ) se definen en función del modelo de cálculo de la estructura, para esto debe instrumentarse el puente para obtener las mediciones y registro de datos.

Los puntos de control que se utilizaron durante la fase del control geométrico son útiles para este objetivo, los puntos de control en el tablero ( testigos ) deben aumentar su altura relativa a fin de no perder las referencias después de haber colocado la carpeta asfáltica, y así controlar las solicitaciones en la obra en cualquier momento de su vida con respecto al estado de construcción.



## 4.9 Instrumentación

Para conocer el comportamiento estructural durante el proceso constructivo, así como en la prueba de carga y posteriormente en servicio, se utilizan instrumentos para medir deformaciones unitarias ( por carga, contracción, temperatura y fluencia ), esfuerzos, módulos de elasticidad, giros, deflexiones, tensiones en los tirantes y temperatura.

A continuación se presentan los tipos de instrumentos más comunes utilizados éstos se clasifican en dos tipos:

➤ PERMANENTES

➤ TEMPORALES

### 4.9.1 Instrumentos permanentes

A los instrumentos que se instalan y se conservan durante la vida útil de la obra, ya sea ahogados en el concreto o soldados en algún elemento estructural se les denomina permanentes, entre los cuales se pueden nombrar :

#### 4.9.1.1 Cuerda vibrante para concreto

Está formado en su interior por un alambre delgado sujeto en sus extremos que se excita por electroimanes ubicados en el centro de la cuerda.

El instrumento proporciona una frecuencia ( en Hz ) cuyo valor depende de la longitud del alambre y la cual se transforma en deformación unitaria por medio de la siguiente expresión :

$$\varepsilon = 625 \times 10^{-5} K ( F_i^2 - F_1^2 )$$

donde :

$\varepsilon$  = Deformación unitaria

K = Constante de cuerda vibrante.

$F_i$  = Frecuencia actual

$F_1$  = Frecuencia inicial

El aparato utilizado para registrar la señal de las cuerdas se llama medidor de frecuencias y funciona con pilas recargables.

Las cuerdas vibrantes se pueden colocar en las superestructuras de concreto en tres formas:

#### 4.9.1.1a Cuerdas vibrantes sin aislar.

Estos instrumentos registran deformaciones unitarias totales ( por carga, temperatura, contracción, y fluencia ) figura 4.1.

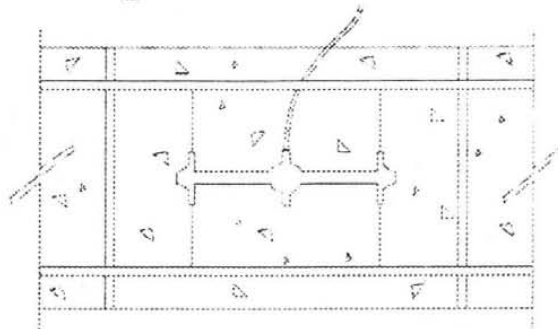


figura 4.1.- Cuerda vibrante sin aislar

#### 4.9.1.1b Cuerdas vibrantes aisladas por conos truncados de cobre con forma cilíndrica.

En este caso se pueden obtener deformaciones unitarias debidas a la contracción del concreto y posteriormente a cambios de temperatura ( figura 4.2 ).

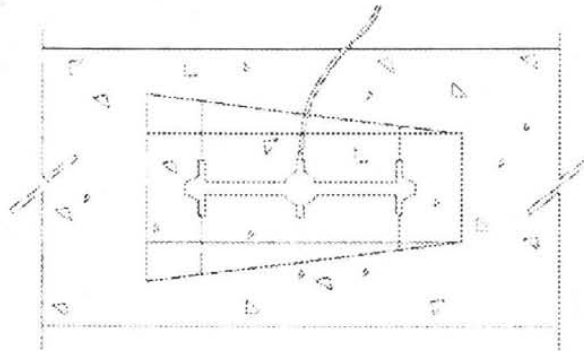


figura 4.2.- Cuerdas vibrantes aisladas por conos truncados de cobre con forma cilíndrica.

#### 4.9.1.1c Cuerdas vibrantes aisladas por conos truncados de cobre con forma cilíndrica, sujetos a la presión de un gato plano.

Se utiliza para obtener las deformaciones unitarias debidas a la fluencia y los módulos de elasticidad instantáneos ( figura 4.3 ).

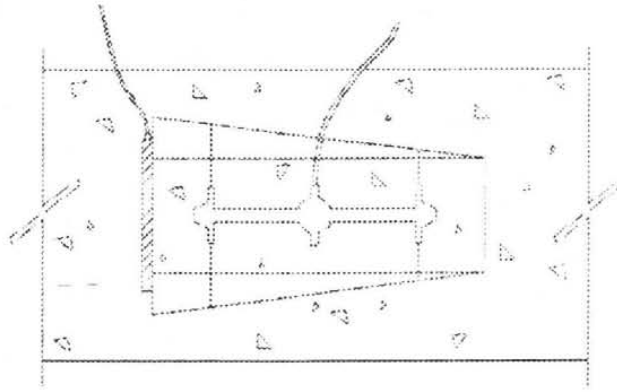


figura 4.3.- Cuerdas vibrantes aisladas sujetas a la presión de un gato plano.

#### 4.9.1.2 Extensómetros de resistencia eléctrica para concreto o soldables

Están formados como su nombre lo indica por una resistencia eléctrica ( 120 o 350 ohms ), que varía una vez instalados con el cambio de longitud del extensómetro, los que se ahogan en concreto se instalan de forma similar a las cuerdas vibrantes y los soldables se puntean con una soldadora eléctrica a las varillas de refuerzo, a elementos de estructura metálica o a torones de presfuerzo según se requiera.

El aparato receptor que registra la señal de los extensómetros se denomina puente de Wheatstone, el cual se ajusta en particular para cada extensómetro dependiendo el ajuste de una constante del extensómetro llamado " Factor de Medida ". Para conocer la deformación unitaria se resta la lectura inicial a la lectura actual.

En general los instrumentos se instalan en lugares específicos y previamente determinados, llamados secciones de instrumentación.

#### 4.9.2 Instrumentos temporales

A diferencia de los anteriores, los instrumentos que se instalan y pueden cambiarse de posición a voluntad y en el momento requerido se llaman temporales, entre los que se encuentran :

##### 4.9.2.1 Flechígrafo

Este instrumento tiene la cualidad de graficar flechas con gran exactitud, debido a que posee un mecanismo que amplifica el registro de 2.5 hasta 20 veces la flecha real.

##### 4.9.2.2 Clinómetro

Es un aparato que mide el giro en el punto instalado, registrándose la señal por medio de un oscilógrafo que se calibra con anterioridad o con una computadora que arroja valores en milivolts (  $2\text{mv} = 1 \text{seg.}$  )

### 4.9.2.3 Sonda de temperatura

Es un dispositivo que contiene un sensor para medir la temperatura conectándose a la computadora para registrar la señal.

### 4.9.2.4 Rayo laser

Mide la diferencia de nivel de un punto a otro y está formado de dos partes, un emisor y un receptor y al igual que la sonda de temperatura se conecta a una computadora.

### 4.9.2.5 Aparatos topográficos

Los teodolitos y niveles se requieren para realizar las mediciones geométricas durante cada caso de carga estática, con el fin de realizar el trazo del perfil longitudinal del puente, medir la inclinación de los tirantes y medir el desplazamiento de los pilones en varios puntos, por ejemplo en el nivel de la calzada, en la altura intermedia, y en la cima.

Para la medición del perfil longitudinal del puente los aparatos topográficos se instalan afuera del puente desde los estribos, y para las mediciones del desplazamiento de los pilones desde estaciones fijas en el suelo.

### 4.9.2.6 Gato dinamómetro

Los gatos dinamómetros son instrumentos para medir la tensión de todos los torones que forman el tirante, este instrumento debe ser calibrado antes de iniciar el pesaje de los torones ( medir las tensiones ) dicha calibración consiste en relacionar la fuerza transmitida por el gato con la presión en el manómetro.

### 4.9.2.7 Acelerómetros

Son instrumentos que registran la aceleraciones debidas a la vibración, estos deben ser muy sensibles del orden de 300 mv /m /seg. y tener como característica que el rango mínimo de precisión sea de 0.1 Hz a 1000 Hz.

Estos acelerómetros se utilizan para las mediciones dinámicas, debiéndose efectuar una grabación en tiempo real de las aceleraciones para luego hacer la extracción de los movimientos y de los espectros.

Como una manera de comprobación de los registros obtenidos por el acelerómetro, se recomienda obtener durante las pruebas a través de las nivelaciones topográficas, el desplazamiento vertical máximo en el punto de cierre del puente.

## 4.10 Puntos de inspección

Se deberán colocar pasarelas o andamios para poder inspeccionar :

- La cara inferior de los voladizos en las zonas de las dovelas de cierre, los dispositivos de apoyo en las pilas principales y secundarias.
- Las zonas de anclaje en los pilones y en el tablero.
- Las juntas y articulaciones del puente.

## 4.11 Mediciones que deben realizarse durante las pruebas

Para realizar las pruebas es necesario organizar una metodología que tome en cuenta los puntos de medición, los instrumentos a emplear, tipos de vehículos a utilizar y su distribución en el tablero, la planeación de los casos de carga así como su itinerario de duración, fijación de los puntos de referencia y estaciones de control, la alimentación eléctrica para las pruebas contando con el alumbrado requerido, las pasarelas de inspección y los sistemas de comunicación como son los radios.

Es necesario que las zonas de inspección estén libres de basura y tengan alumbrado suficiente para evitar riesgos de accidentes al personal que efectúe las mediciones en diversas partes del puente.

Las mediciones se clasifican en tres tipos :

- MEDICIONES PREVIAS.
- MEDICIONES GEOMÉTRICAS.
- MEDICIONES INSTRUMENTALES.

### 4.11.1 Mediciones previas

Dos días antes de iniciarse las pruebas, se deben realizar trazados sistemáticos de temperatura que continuarán realizándose durante todo el tiempo que duren las pruebas, este registro de temperatura deberá contener lecturas a cada seis horas (incluyendo la noche) de los siguientes elementos:

- La temperatura ambiente
- La temperatura interior del tablero
- La temperatura del concreto
- La temperatura exterior de los tubos de los tirantes
- La temperatura de los torones

Antes de iniciarse las pruebas, se pondrán a funcionar todos los instrumentos de medición que hayan sido empotrados en el puente durante la construcción; realizándose una campaña completa de mediciones dos días antes y el día anterior a la iniciación de las pruebas.

Se deberá determinar en especial las temperaturas y los módulos de elasticidad del concreto.

También antes de realizarse las pruebas, se deberá inspeccionar detalladamente todas las partes del puente a las cuales se tenga acceso; además de las que se mencionaron anteriormente con motivo de pasarelas y andamios:

- Riostras en las ramas de los pilones.
- Tornapuntas en la zona de anclaje de los tirantes con el tablero.
- Tubo de los tirantes tratando de detectar cualquier principio de corrosión de las partes metálicas.
- Paredes interiores de los pilones principalmente en las zonas periféricas a los anclajes de tirantes.
- Zonas de la soldadura de las dovelas de cierre.
- Los bloques de protección de los anclajes tanto de cables de presfuerzo como de barras Dywidag en los pilones.
- Dispositivos de fijación de la superestructura a los estribos y los sistemas antidespegues.

Durante cada fase de las pruebas estáticas, se deberá revisar las partes del puente que pueden padecer la mayor sollicitación durante esta fase. Después de las pruebas, de nuevo se inspeccionará detalladamente todas las partes accesibles del puente.

#### **4.11.2 Mediciones geométricas durante las pruebas estáticas**

Antes de proceder a las pruebas se pesarán cada uno de los camiones éstos pesos deberán estar consignados en el acta de prueba para el análisis posterior.

Se deberá planear el sentido del recorrido de los camiones, y la ubicación de los camiones en el tablero para cada uno de los casos de carga, esto último se realiza físicamente colocando marcas provisionales sobre el pavimento. Se deben elaborar planos que indiquen las ubicaciones de los camiones en forma longitudinal y transversal del puente, y elaborar formatos de registro que contengan las flechas y sollicitaciones teóricas para cada uno de los casos de carga, con el fin de compararlos con las mediciones obtenidas durante la prueba y verificar el buen comportamiento del puente.

La metodología general para cada uno de los casos de carga es el siguiente:

- Mediciones del estado inicial, puente en vacío.
- Inspección de las zonas convenientes del puente.
- Colocación de los camiones en su ubicación requerida según los planos.
- Mediciones de flechas y esfuerzos.
- Inspección de las zonas convenientes del puente.
- Retiro de los camiones.
- Medición del estado de flechas y solicitaciones, puente en vacío.
- Inspecciones.

Durante cada caso de carga estática se deben realizar mediciones para obtener un perfil longitudinal del puente que incluye:

- El asentamiento de los apoyos obtenidos por medio de las nivelaciones del tablero empleando el rayo laser, éstas nivelaciones deberán estar referidas a un banco de nivel.
- Las flechas máximas y residuales en el tablero, obtenidos por medio del flechígrafo.
- La obtención de los desplazamientos longitudinales y transversales de los pilones a través del teodolito.
- Obtención de las variaciones del ángulo de inclinación de los tirantes durante todas los casos de carga empleando niveles automáticos.
- Torsión del tablero obtenido por mediciones topográficas transversales.

Las mediciones de asentamiento y de las flechas se deberán relacionar con puntos de referencia fijos, lo que permitirá seguir las deformaciones producidas en cualquier época después de las pruebas.

### 4.11.3 Mediciones instrumentales

#### 4.11.3.1 Mediciones instrumentales durante las pruebas estáticas

Para cada caso de carga, se deberá estudiar con particular atención los elementos de la estructura con la sollicitación máxima, empleándose los instrumentos empotrados en el puente para determinar los esfuerzos en el concreto y en el acero de los tirantes, las mediciones más comunes son las siguientes :

- Las rotaciones longitudinales de las secciones del tablero y en los pilones utilizando el clinómetro.
- Las mediciones de esfuerzo en las secciones del pilón y del tablero empleando cuerdas vibrantes y strain gauges.
- Las mediciones de fuerzas de los tirantes empleando el gatos de pesaje especiales para medir la fuerza en el anclaje ( por despegue del anclaje, siendo evaluado este despegue por seguimiento de la curva de presión, deformación o por comparadores micrométricos ).
- Determinación de las aberturas de las juntas en las zonas críticas por medio de comparadores micrométricos.
- Además de las mediciones de temperatura previas a las pruebas estáticas, se harán mediciones por medio de termómetros de contacto en las secciones de cierre, en las caras de los pilones y sobre las vainas de los tirantes en dos zonas, en lugares expuestos al sol y en lugares no expuestos.

Los datos de temperatura / flechas serán analizados posteriormente a través del cálculo electrónico para verificar el buen comportamiento del puente a los efectos térmicos.

#### 4.11.3.2 Mediciones instrumentales durante las pruebas dinámicas

Las pruebas dinámicas tienen dos objetivos generales:

- 1.- Verificar el comportamiento general del puente.
- 2.- Verificar el comportamiento dinámico específico de los tirantes.

Estas pruebas pueden hacerse de día o de noche, la única condición es que exista el menor viento posible  $< 10 \text{ km / h}$ . Esta "ausencia" de viento es necesaria a fin de que el viento no transmita ninguna energía vibratoria al puente.

Por otra parte, el viento proporciona amortiguamiento aerodinámico que se agrega al amortiguamiento propio de la estructura.



Pero sería inútil prever separadamente, durante la época de vientos de nortes, otras pruebas para medir especialmente el efecto del viento y el amortiguamiento aerodinámico.

Las mediciones dinámicas pueden realizarse por medio de sismógrafos y acelerómetros para obtener particularmente los registros de aceleración y los espectros de potencia que son necesarios el análisis de los modos de vibración en flexión y torsión de la estructura, así como la determinación del amortiguamiento del puente.

Complementariamente se utilizan los instrumentos antes mencionados como los inclinómetros, receptores laser, flechígrafos, extensómetros, y cuerdas vibrantes.

#### **4.12 Informes de las pruebas realizadas**

Al terminar las pruebas, se deberán trazar los perfiles deformados a lo largo del tablero y serán objeto de un informe detallado.

En este informe se consignarán:

- El horario exacto de todas las operaciones efectuadas sucesivamente.
- La descripción de estas operaciones.
- La lista de los vehículos utilizados al igual que su peso total y por eje, las distancias entre ejes y las dimensiones de espacio ocupado por cada vehículo.
- La disposición exacta de los diferentes vehículos en cada fase de la prueba estática.
- Los resultados de todas las mediciones de flechas y de niveles, de las mediciones de temperatura y de las observaciones de sol correspondientes.
- Las condiciones meteorológicas detalladas en cada caso de carga.
- Los resultados de todas las mediciones efectuadas con los instrumentos permanentes y temporales.
- La comparación de las flechas calculadas y de las flechas observadas.
- Las comprobaciones realizadas durante las inspecciones detalladas contempladas.
- Los resultados de todas las mediciones efectuadas durante las pruebas dinámicas.
- La información necesaria para poder encontrar posteriormente los puntos de referencia de la nivelación, y demás elementos que puedan ser útiles.

## 5 CONCLUSIONES

El estudio detallado de los puentes atirantados es muy amplio por tal motivo se requiere de una especialización formal en este campo, esta especialización debe considerar la enseñanza de métodos avanzados del análisis estructural, la enseñanza de métodos modernos de construcción de puentes, el conocimiento de los materiales, técnicas modernas para la detección de daño estructural y técnicas de reparación.

A continuación se expone las conclusiones más notables de este trabajo,

En lo referente al diseño y construcción:

- El diseño de la superestructura generalmente debe conducir a limitar en lo mayor 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 las cargas muertas adicionales del puente.
- El equilibrio de una estructura atrirantada es la suma algebraica de dos grandes grupos de fuerzas por ejemplo; 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 Puentes de concreto los dispositivos móviles 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.

En lo que respecta a la obtención de la geometría final 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 tradicional proporciona normalmente 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.

Los Puentes Atirantados especialmente cuando tienen tableros flexibles tienen una ventaja:

Si la geometría relativa es buena, sin gran error entre los segmentos sucesivos, es fácil reajustar el nivel del voladizo si no es el correcto, por un ajuste global de las tensiones en los cables sin introducir importantes fuerzas flexionantes.

Pero en cualquier caso; se debe desarrollar un análisis estructural antes de la construcción para evaluar las deformaciones y las deflexiones locales, para comprobar la definición de la línea de referencia para la geometría relativa.

En lo referente a la determinación de las tensiones de los tirantes:

- El parámetro básico es la longitud del cable, así que lo mejor es introducir la tensión en el cable por medio de la longitud deseada, final o temporal, pero estas tensiones deben ser controladas durante la erección para detectar posibles equivocaciones o errores.
- Se debe notar que cuando se mide la distancia entre anclajes para corregir la longitud del cable y considerar los errores previos a la fabricación deben ser 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 referir a la tensión correspondiente de la fase precisa cuando el cable se tensa; pero esta tensión depende de las cargas en el momento, y las incertidumbres aparecen con la diferencia entre las cargas esperadas y las cargas reales de construcción sobre el puente ( cables, gatos, bombas, equipos de izaje, etc.)

Los segmentos se ajustan por su geometría relativa, pero la definición de la geometría absoluta constituye un control de las condiciones en la erección. Este control debe ser organizado considerando los siguientes puntos:

- Las mediciones deben realizarse durante las 6 - 7 hrs AM para eliminar efectos

térmicos tanto como sea posible.

- En el ciclo de erección de un segmento típico, las mediciones deben realizarse en una etapa cuando las fuerzas están casi equilibradas; con las fuerzas flexionantes muy limitadas preferiblemente después de terminar el tensado del nuevo cable o par de cables soportando 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 algunos miembros ( 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; si es necesario, y si las mediciones se realizan rápidamente, se pueden medir las tensiones en otros cables.
- Se debe llevar un registro preciso de la geometría del tablero en cada medición, para detectar defectos locales, y lo mismo para las cabezas de los pilones.

Llevando el control geométrico en cada momento es la clave de la calidad del puente.

Desde luego difícilmente el avance de la erección llega a la geometría pronosticada, cuando aparecen discrepancias que no se han comprendido totalmente se debe desarrollar una completa verificación de :

- El peso de todos los equipos.
- Calibración y control de la tensión de los gatos.
- Control del peso de los segmentos y de las cargas de construcción.
- Verificación de todas las mediciones geométricas.
- Todos los métodos utilizados para evaluar los datos de construcción tales como longitudes de los cables, deben ser examinados y verificados.
- Se debe prever los fenómenos parásitos, tales como los efectos del concreto endurecimiento, la contracción de la soldadura, etc...

De los análisis completos realizados en forma rigurosa, únicamente podemos llegar a explicarnos todas las discrepancias. Es de mayor importancia 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 pequeñas tensiones en los cables ), y si la geometría del de fabricación es la deseada, se tiene 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 están limitadas y corresponden a los defectos generales ( y no a los locales ), estos pueden ser muy pequeños o extremadamente pequeñas con los tableros muy flexibles.

De referencias técnicas se sabe que en el puente Chalón -sur- Saône ( Francia ), todas las tensiones en los cables fueron medidas cuando la erección se suspendió durante 2 semanas para analizar las causas de las diferencias geométricas. Estas mediciones permitieron correcciones locales, cuando se descubrió que las tensiones fueron incorrectas en algunos cables debido a los errores de construcción, solamente así se pudo proceder a su reconstitución.

Durante mi participación en la supervisión del control geométrico realizado durante la fase constructiva para el puente Mezcala (México), debido a la premura de su inauguración y a presiones políticas, el control geométrico realizado fue insuficiente, dejando escaso tiempo dedicado a las verificaciones, adelantándose los constructores a las fases siguientes sin haber tenido autorización previa.

Por otro lado, los constructores deben tener presente que durante las fases constructivas de la superestructura de los puentes atirantados, se requiere de un tiempo dedicado al análisis del control geométrico; siendo necesario que los constructores consideren en forma seria en sus presupuestos y en la planeación de la ruta crítica éste sistema de control, para evitar que sea reparado el puente posteriormente durante la etapa de servicio, disminuyendo así su vida útil.

En relación al mantenimiento:

- El proyecto debe satisfacer no solamente con las condiciones de servicio debe cumplir además con las metodologías necesarias que garanticen el correcto mantenimiento de toda la estructura.
- Es recomendable que el diseñador del proyecto sea el mismo que realice el control geométrico, ya que éste debe conocer el comportamiento real de la estructura desde su concepción, apoyado por asesores expertos en este tipo de estructuras.
- Los dispositivos especiales deben cumplir con estrictas normas de calidad, la elaboración “ artesanal ” de dispositivos especiales sin la calidad requerida es causa de daños importantes en la estructura.

- Es importante contar con asesoría especializada y estudios específicos para la implementación y asimilación de tecnologías transferidas de otros países que han realizado proyectos semejantes.
- Un detalle muy importante es la instalación de pasarelas y contar con equipos para inspeccionar los tirantes, de esta manera se podrá permitir el acceso adecuado para efectuar correctamente el mantenimiento del puente.
- Se debe prever desde el proyecto el diseño de instalaciones complementarias que permitan resguardar los detalles especiales contra las acciones vandálicas.
- Los puntos de control geométrico deben permanecer durante toda la vida de servicio del puente para poder evaluar la evolución de su comportamiento con referencias confiables.
- Se deben emplear técnicas especiales para efectuar la detección de daños en los detalles clave de la estructura como son por ejemplo : detección de corrosión de los tirantes por medio de una inspección magnética, la penetración adecuada de las cuñas en los torones, etc.

## BIBLIOGRAFÍA

- 1.- PAST.PRESENT AND FUTURE OF CABLE- STAYED BRIDGES  
F. Leonhardt y W . Zellner.  
CABLE- STAYED BRIDGES RECENTS DEVELOPMENTS AND THEIR FUTURE  
PROCEEDINGS OF THE SEMINAR, YOKOHAMA , JAPAN , 10-11 December 1991.
- 2.- 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.
- 3.- CABLES FOR CABLE - STAYED BRIDGES.  
M. Oashi.  
CABLE- STAYED BRIDGES RECENTS DEVELOPMENTS AND THEIR FUTURE  
PROCEEDINGS OF THE SEMINAR, YOKOHAMA , JAPAN , 10-11 December 1991.
- 4.- CABLE -STAYED BRIDGES WITH SPATIAL CABLE SYSTEMS.  
Niels J. Gimsing.  
THE INTERNATIONAL SYMPOSIUM FOR INOVATION IN CABLE -STAYED  
BRIDGES HELD IN FUKUOKA. JAPAN APRIL 18 - 19, 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.- DEVELOPMENTS IN THE TECHNOLOGY OF BRIDGE STAY  
TENTH INTERNATIONAL CONGRESS OF THE FIP, New Delhi,INDIA  
A. Chauvin SOGELERG, FRANCE.
- 7.- CONTRUCTION OF THE CENTRAL SPAN OF THE BOURGOGNE BRIDGE  
FRANCE.- Thierry Kretz, M. Virlogeux, Jean Tonello, Didier  
Braziller, A.Chauvin, François- Marie Larrourou, Jean- Marc Viole.  
XII th INTERNATIONAL FIP CONGRESS, Washington - USA- May, 29  
June, 2 - 1994 AFPC- French Contributions.
- 8.- DESIGN AND CONTRUCTION OF THE MEZCALA CABLE- STAYED BRIDGE.  
MÉXICO - Carlos King R, Modesto Armijo M, A. Chauvin,  
Ladislav Paulik.  
XII th INTERNATIONAL FIP CONGRESS, Washington - USA- May, 29  
June, 2 - 1994.
- 9.- CONTRUCTION AND DESIGN OF CABLE- STAYED BRIDGES.  
Walter Podolny and Jonh B. Scalzi 1986
- 10.- CABLE- STAYED BRIDGES - THEORY AND DESIGN Troitsky, M.S.
- 11.- EXPERIENCIAS OBTENIDAS DURANTE LA SUPERVISION DEL CONTROL  
GEOMETRICO DE LA SUPERESTRUCTURA DE LA PUENTE ATIRANTADO  
MEZCALA, COMISIÓN D.P.P.I.E-SCT FEB-JUNIO 1993.  
Ing.Luis Miguel Vázquez Calderón

- 12.- 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.
- 13.- CABLE - STAYED BRIDGES UNDER SEISMIC ACTION.  
A.M. Abdel - Ghaffar. Department of Civil Engineering, University of Southern California, Los Angeles, CA.USA.  
CABLE- STAYED BRIDGES RECENTS DEVELOPMENTS AND THEIR FUTURE PROCEEDINGS OF THE SEMINAR, YOKOHAMA , JAPAN , 10-11 December 1991.
- 14.-SEISMIC ISOLATION AND ENERGY DISSIPATION DEVICES FOR HIGHWAY BRIDGES.  
Dr.Ing. Giorgio Macchi Vicepresidente del Comité Europeo del Concreto.  
MEMORIA DEL SEMINARIO DE PUENTES INTERNACIONALES.  
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE. 24, 25 y 26 de Octubre de 1991  
Querétaro Qro.
- 15.- REPORTE TÉCNICO MODELO FÍSICO DEL PUENTE COATZACOALCOS II  
DIRECCIÓN DE PROYECTO DE PUENTES E ING. EXPERIMENTAL SCT
- 16.- PUENTES TOMO ( IV )  
Dr. Javier Manterola. Universidad Politécnica de Madrid. España 1982.
- 17.- ANALYSIS OF CABLE- STAYED GIRDER BRIDGES.  
Man- Chung Tang.  
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION Vol. 97 Apr - Jun 1971  
Proceedings of the American Society of Civil Engineers. ASCE
- 18.- DESIGN OF CABLE- STAYED GIRDER BRIDGES.  
Man- Chung Tang.  
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION Vol.98 Aug- Sep 1972  
Proceedings of the American Society of Civil Engineers. ASCE
- 19.- THE NON - LINEAR STRUCTURAL PROBLEM IN CABLE - STAYED BRIDGES  
M.A. Astiz and J. Manterola.
- 20.- REPORTE DE INSPECCION DE LOS PUENTES ATIRANTADOS  
"MEZCALA", "BARRANCA EL ZAPOTE ", "QUETZALAPA" Y "BARRANCA EL CAÑON"  
DE LA AUTOPISTA DEL SOL MEXICO-ACAPULCO  
Departamento de Puentes especiales de la Dirección General de Carreteras Federales. SCT