

108



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**"ASPECTOS BASICOS EN EL DISEÑO Y ANALISIS
DE PUENTES ATIRANTADOS"**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
ADRIAN POZOS ESTRADA

DIRECTOR: DR. ROBERTO GOMEZ MARTINEZ



MEXICO, D.F.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

2002



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.

PAGINACIÓN

DISCONTINUA



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/130/01

Señor
ADRIAN POZOS ESTRADA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

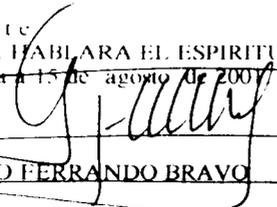
"ASPECTOS BÁSICOS EN EL DISEÑO Y ANÁLISIS DE PUENTES ATIRANTADOS"

- INTRODUCCION**
- I. ANTECEDENTES**
 - II. HISTORIA DE LOS PUENTES ATIRANTADOS**
 - III. DEFINICIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE LOS PUENTES ATIRANTADOS**
 - IV. SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES ATIRANTADOS**
 - V. CARACTERÍSTICAS DE LOS CABLES**
 - VI. CARÁCTERÍSTICAS DE LOS PILONES**
 - VII. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS**
 - VIII. CONCLUSIONES**
- BIBLIOGRAFÍA**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 15 de agosto de 2007
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstrg.

*La civilización es una larga carrera
entre la educación y la catástrofe.*

J.C. WELLS

Dedicatorias

A mis padres, quienes han sido el cimiento fundamental para mi desarrollo como persona.

A mi hermano, quien me ha enseñado a luchar para lograr mis metas.

A Norma Adriana García Hernández.

Un agradecimiento muy especial y sincero al Dr. Roberto Gómez Martínez por todo su apoyo y orientación.

A todos mis amigos.

Tesis que para obtener el título de ingeniero civil presenta:

Adrián Pozos Estrada

Título:

"ASPECTOS BÁSICOS EN EL DISEÑO Y ANÁLISIS DE PUENTES ATIRANTADOS"

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

I.	ANTECEDENTES	1
II.	HISTORIA DE LOS PUENTES ATIRANTADOS	4
	II.1 La construcción de puentes en el imperio romano	4
	II. 2 Puentes y catedrales	4
	II. 3 El comienzo del uso del acero	5
	II. 4 Desarrollo del cable de acero	6
	II. 5 Puentes de cables	8
	II. 6 Puentes atirantados en México	9
III.	DEFINICIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE LOS PUENTES ATIRANTADOS	15
	III. 1 Acciones permanentes y transitorias	15
	III. 2 Impacto por carga viva	18
	III. 3 Cargas sísmicas para puentes atirantados	19
	III. 4 Efectos del viento	21
	III. 4. 1 Fuerzas aerodinámicas	22
	III. 5 Efectos del viento sobre el puente atirantado	27
	III. 6 Presión de la corriente	30
	III. 7 Fuerza centrífuga	31
	III. 8 Fuerza de frenado	31
	III. 9 Fuerzas longitudinales	32
	III. 10 Fuerzas térmicas	32

IV. SUPERESTRUCTURA DE LOS PUENTES ATIRANTADOS	33
VI. 1 Introducción	33
VI. 2 Campo de aplicación de los puentes atirantados	33
VI. 3 Revisión histórica de los puentes atirantados	34
VI. 4 Implementación contemporánea	36
VI. 5 Tipos de superestructura	39
VI. 5. 1 Introducción	39
VI. 5. 2 El desarrollo estructural de la sección transversal del tablero	39
VI. 5. 3 Secciones transversales de tableros para arreglos de cables en un plano central	44
VI. 5. 4 Sistemas de tableros de acero	46
VI. 5. 4. 1 Sistemas de tableros formados por armaduras	46
VI. 5. 4. 2 Sistemas de tableros formados por vigas de alma llena	47
VI. 5. 4. 3 Sistemas de tableros ortotrópicos	48
VI. 5. 5 Sistemas de tableros de concreto reforzado	49
VI. 5. 5. 1 Ventajas de los tableros de concreto presforzado	50
VI. 5. 6 Sistemas de tableros mixtos	51
V. CARACTERÍSTICAS DE LOS CABLES	52
V. 1 Tipos de cables	52
VI. CARACTERÍSTICAS DE LOS PILONES	61
VI.1 Aspectos estéticos	61
VI. 2 Aspectos estructurales	64
VI. 3 Conexión cable-pilón	66
VII. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	70
VII.1 Pilones	70
VII.2 Lanzado de la superestructura	71
VII.3 Dobles voladizos	74
VIII. CONCLUSIONES	76
<i>Bibliografía</i>	77

INTRODUCCIÓN

La ingeniería civil abarca áreas que son de gran importancia para lograr el desarrollo de la infraestructura de un país: las grandes hidroeléctricas, las carreteras, los edificios, los aeropuertos, los puentes, son solamente algunos ejemplos.

La comunicación entre poblaciones es posible gracias a las vías terrestres, las cuales permiten el desarrollo del comercio, el transporte de personas, etc. Los puentes juegan un papel fundamental en dicha comunicación, ya que sin ellos ésta sería imposible.

Desde que el hombre habita en este mundo, los puentes han sido la expresión de su voluntad para superar los obstáculos que se encuentran en el camino. Los puentes son testimonio de progreso, desarrollo, poder, decadencia, etc., nos hablan de la cultura de los pueblos y de su mentalidad.

Todas las estructuras de los puentes se basan en modelos naturales; a partir de un tronco derribado sobre un cauce, una piedra desprendida de una ladera o una maraña de lianas y enredaderas tendidas sobre un barranco, que han servido para salvar accidentes naturales. A través del tiempo se han incorporado nuevas formas para resolver los mismos problemas, y se ha ido desarrollando una tecnología que es importante en las aplicaciones de la Ingeniería Civil: el proyecto y construcción de puentes.

El arcaico inicio de la tecnología mencionada se basó en los materiales de construcción disponibles en la naturaleza (ante todo madera y piedra) y se conserva prácticamente sin modificaciones hasta nuestro tiempo. Ha sido un gran trecho el que se ha tenido que recorrer para perfeccionar el arte de la construcción de puentes; desde el tipo de construcción más primitivo hasta la perfección artesanal y técnica.

El presente trabajo denominado "Aspectos básicos en el diseño y análisis de puentes atirantados", tiene como objetivo ayudar en un futuro a la elaboración de normas de diseño para este tipo de puentes, y consta de ocho capítulos, los cuales se describen a continuación.

En capítulo I presento los antecedentes acerca de los puentes desde un punto de vista global, así como el significado de la palabra "puente".

En el capítulo II se presenta la evolución que han tenido los puentes hasta llegar al sistema atirantado. En dicho capítulo se realiza una cronología de los puentes, comenzando con la construcción de puentes en el imperio Romano hasta llegar a los puentes de cables, clasificación a la que pertenece el sistema atirantado. Además, se describen algunos de los puentes atirantados más importantes de México.

En el capítulo III hago una descripción de las fuerzas que actúan sobre los puentes, en particular sobre los puentes atirantados; abundando en las fuerzas que son más perjudiciales para este tipo de puentes como son las inducidas por el viento y los sismos.

En el capítulo IV muestro las diferentes alternativas de superestructuras para los puentes atirantados, así como el desarrollo que ha tenido la sección transversal de este tipo de puentes. También se muestran algunas ventajas en el uso de tableros de concreto reforzado utilizados como calzada o superficie de rodamiento en los puentes o en la superestructura de puentes.

El capítulo V muestro los diferentes tipos de cables usados en los puentes atirantados, así como las características mecánicas de los mismos. En el capítulo VI se describen algunos aspectos estéticos de los pilones. También se hace alusión a las características estructurales de éstos.

Los aspectos constructivos de los pilones, así como los procedimientos constructivos de la superestructura (lanzado y de doble voladizo) se discuten ampliamente en el capítulo VII.

Finalmente, en el capítulo VIII presento las conclusiones a las que se llegó durante la elaboración del presente trabajo.

I. ANTECEDENTES

La necesidad de construir puentes está directamente relacionada a lo largo de la historia con el hecho de trasladarse. En este sentido, los primeros puentes de los que se tiene noticia hacen referencia a los empleados en las grandes gestas militares de conquista y colonización. Herodoto, en el siglo VI a C., hace mención, entre otros, del puente que hizo construir Jerjes para permitir a sus ejércitos atravesar el Helesponto. El sistema utilizado consistió en unir entre si mediante sogas 360 barcas y disponer de ellas, a modo de calzada, un entarimado cubierto de tierra rematado lateralmente con parapetos de madera para evitar que los animales cayeran al agua. Este puente, como el que hizo construir Dario sobre el Bósforo o Alejandro sobre el Eúfrates, obedecía a unas características tipológicas comunes. Usaban para su construcción material fácil de obtener, ya fuera porque se encontraba en el mismo lugar donde se construía, generalmente madera, o bien porque formaba parte de la impedimenta de la tropa. En este caso las más habituales eran las barcas o las pieles de animales usadas como tiendas de campaña que, rellenas con heno o paja y cocidas, flotaban sobre el agua. Se trataba pues de puentes vinculados a desplazamientos rápidos, de conquista y apropiación de territorios, y de los que se valora básicamente su funcionalidad en cuanto a rapidez en el montaje y desmontaje, la facilidad de traslado y la posibilidad de reutilización.

En la sociedad griega, el concepto de colonización va ligado al desarrollo de la flota marítima y por tanto al conocimiento de la navegación como técnica y ciencia. Las ciudades helenísticas se situaban en la costa y se vinculaban entre si y con la polis griega de la que dependían, mediante la comunicación marítima. En esta situación el puente queda como instrumento vinculado a las exigencias cotidianas locales de comunicación de la ciudad con su entorno y, por tanto, de necesitarse, se construyen como parte de la propia arquitectura de la ciudad.

En cambio, el expansionismo de Roma, a diferencia del helenismo, basa su desarrollo en las comunicaciones terrestres. En *Comentarios a la guerra de Galias* se describe con profundidad la construcción de un puente de madera sobre el Rin. Hacia el año 55 a C., y con objeto de castigar a las huestes germanas que periódicamente atacaban territorios del imperio Romano atravesando con barcas el Rin, Julio César manda construir un puente para pasar con sus tropas. En el inicio de la descripción se dice: "César por los motivos antedichos, había decidido atravesar el Rin, pero pensaba que la travesía con barcas no era lo suficientemente segura y además no le parecía suficientemente digna ni para él ni para la reputación del pueblo romano.

Así, aún sabiendo que se le presentaba la dificultad casi insuperable de construir un puente, dada la longitud, rapidez y profundidad del río, pensaba que debía construirlo a cualquier precio o sino renunciar a su travesía". El puente se construyó y las tropas atravesaron el Rin, castigando a los bárbaros por sus incursiones hasta obligarles a firmar un tratado de no agresión, tras lo cual, los romanos regresaron a las Galias. El puente fue construido y de él solo queda la descripción precisa que se hace en el texto de César y que ha dado pie a diferentes interpretaciones sobre su forma exacta. La anécdota, sin embargo, redundante en el uso de las infraestructuras que se hacían en el Imperio Romano.

El imperio Romano se construye a través de una amplia red que permite el intercambio de materias primas entre la urbe y el territorio. Al desarrollo territorial del imperio se suma el inmenso desarrollo urbanístico de Roma. Sólo en el área del Lacio se construyeron no menos de 58 Km de puentes y acueductos que organizaban los accesos y abastecían de agua a la ciudad. Su carácter, sin embargo, no trascendía de un mero utilitarismo. El arco como aligeramiento del muro era usado como sistema sin fin para resolver los pasos por encima de la llanura. Los acueductos no eran diseñados a través de un sistema compositivo global sino a través de la adición de un módulo tipo. A su vez, el módulo, un arco entre dos pilastras, no variaba su proporción a pesar de la diferencia de altura que sufría el muro al situarse sobre un terreno variable.

Por el contrario, cuando los puentes y acueductos se construían en zonas aún en proceso de romanización acentaban su carácter monumental por encima del instrumental. En el caso de los puentes y acueductos su monumentalización se hace evidente comparando los construidos alrededor de la ciudad de Roma con los del resto del imperio.

Las construcciones que acompañan el trazado vario, no podían ser tan sólo una estructura funcional. De hecho, los puentes y acueductos romanos más interesantes en cuanto a dimensión y empeño técnico se encuentran fuera de Italia. Los acueductos de Gard, Tarragona o Segovia y los puentes de Mérida o Alcántara, podrían por sí solos servir para documentar la mejor de las historias sobre puentes romanos. Todos ellos erigidos en tierras de conquista, añaden a su carácter utilitario valores compositivos que los asimilan a edificios. Centralidad, simetría, organización en órdenes, composición global e incluso perfilada estereotomía de la piedra, son características tipológicas que los acercan a los monumentos y edificios de la urbe: circos, anfiteatros, basílicas o arcos de triunfo. Adquieren así carácter de *monumentum* pues

quieren significar la presencia del poder de Roma sobre el territorio conquistado, sumando a su valor como instrumento práctico en la colonización, carácter de símbolo.

A la par de la caída del imperio Romano, la construcción de puentes paro. No fue sino hasta varios años después cuando la construcción de puentes volvió a surgir.

El comienzo en la construcción de puentes atirantados tuvo su origen en las zonas tropicales, en donde las lianas eran la base para la sustentación de lo que más tarde se convertiría en la superestructura. Al pasar el tiempo, el desarrollo tecnológico permitió el perfeccionamiento de los componentes de los puentes atirantados, surgiendo de esta manera, un nuevo concepto en el diseño y construcción de puentes especiales.

II. HISTORIA DE LOS Puentes ATIRANTADOS

II. 1 La construcción de puentes en el imperio romano

La aportación básica de los romanos a la técnica de construcción de puentes fue el arco hecho con piedras y grandes sillares. El puente de arco tuvo posiblemente su origen en la observación del cierre de una garganta natural por el desprendimiento de grandes masas de piedras sueltas que, apoyándose unas en otras y sobre las paredes del barranco, dejaban un hueco entre ellas para el paso inferior.

Los romanos emplearon exclusivamente el arco de medio punto, figura 2.1, el cual transmite verticalmente a los cimientos los empujes del arco. Grandes bloques de piedra eran encajonados unos contra otros hasta formar un arco, en donde la piedra central en la cúspide del arco se llama clave. Los romanos también aportaron el uso de un cemento hidráulico natural, llamado *puzolana* por su inicial procedencia de Pozzuoli, cerca de Nápoles, el cual les permitió preparar morteros y concretos adecuados para las cimentaciones sumergidas.

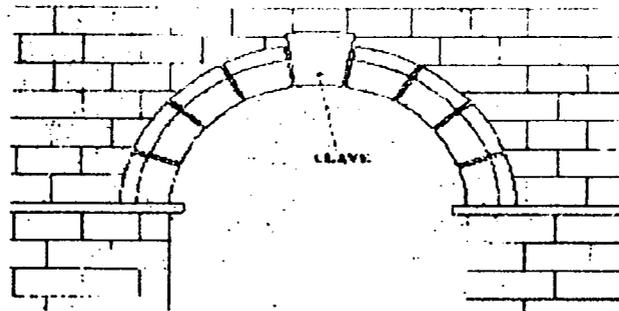


Figura 2.1 Arco de medio punto

II.2 Puentes y catedrales

Con la caída del imperio romano se detiene la construcción de puentes. Sorprendentemente fue la iglesia, al alcanzar el poder, la que toma las riendas en este aspecto: simultáneamente construye puentes, grandes catedrales y puertas amuralladas.

En Inglaterra el eclesiástico Peter de Colechur auspició la construcción del primer puente de piedra sobre el río Támesis: el famoso " Old London Bridge " de múltiples arcos (Fig. 2.2). Este puente fue diseñado por sacerdotes; se acabó de construir en 1209 después de 30 años; sus pilas fueron construidas sobre montones de cascotes echados al agua y asegurados por filas de estacas muy juntas y hundidas profundamente en el lecho del río. El sexto arco del puente, contando a partir del sur, era un arco levadizo de madera que se levantaba para permitir el paso de grandes veleros.

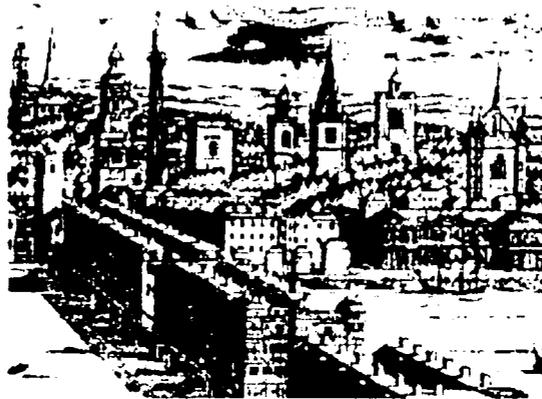


Figura 2.2 Primer puente de Londres sobre el Támesis

Hasta finales del siglo XVII, los puentes continuaron siendo proyectados por los eclesiásticos o por arquitectos interesados en la ingeniería

En 1716, partiendo de los trabajos de los ingenieros militares franceses, se formó en Francia el cuerpo de Ingenieros de Puentes y Caminos. Jean Rodolphe Perronet, ingeniero jefe de dicho cuerpo, sustituyó el segmento de arco por la forma elíptica, aun más plana y atrevida.

II.3 El comienzo del uso del acero

Entre 1777 y 1779 A. Darwy construyó el primer puente de arco de hierro, con 30 m de claro, sobre el río Severn, en Caalbrookdate. Para ello empleó la entonces quebradiza fundición, que solo era capaz de soportar, prácticamente, esfuerzos de compresión. En esta etapa de la historia se construyó el primer puente en voladizo de metal, en Hassfurt, Alemania, sobre el río Main en 1867.

El procedimiento Bessemer de fabricación de acero, logrado en 1856, permitió producir este material en cantidades masivas. El acero tiene las grandes ventajas de que su calidad es uniforme y que se puede prever cuáles serán sus propiedades en función de su calidad. La fabricación de perfiles de grandes secciones transversales constantes hizo avanzar la tecnología de las complejas estructuras de celosía, empalmado los entramados mediante remaches o tornillos.

II.4 Desarrollo del cable de acero

En algunas regiones tropicales fueron construidos puentes primitivos del tipo atirantado, como el que se muestra en la figura 2.3. Las enredaderas inclinadas amarradas a los árboles sobre cualquier extremo sostenían una pasarela, la cual estaba formada por enredaderas y varas de bambú.



Figura 2.3 Puente primitivo sobre el río Serajoe en Java, con tirantes de bambú entrelazados con **lianas fijadas** en los extremos con árboles a cada lado. Esta rústica estructura indica que sus constructores tenían una vaga idea de algunos de los principios de la ingeniería estructural de puentes.

Con el paso del tiempo, las cuerdas de los puentes colgantes constituidas por fibras vegetales como la liana y el bambú en tiras, que se fijaban a las rocas de las laderas, fueron sustituidas por cadenas de hierro.

En 1841 Johann Roebling utiliza cables a base de alambres trenzados. Roebling consigue por primera vez una resistencia suficiente de los cables frente a los efectos del viento, mediante la disposición de vigas de arriostramiento y cables inclinados; construye y completa en 1855 el primer y único puente colgante del mundo para ferrocarril, figura 2.4, con el entonces inaudito claro de 250 m, sobre la garganta del Niágara.



Figura 2.4 Puente construido a base de alambre y madera, soportó el peso de los trenes y locomotoras durante 42 años, hasta que fue sustituido en 1897 por un puente de arco.

El máximo logro de esta época y con el cual Roebling se inmortalizó es el Puente de Brooklyn, en Nueva York, planeado por él y construido por su hijo en los años de 1870 a 1883; alcanzó un claro de 486 m. Roebling enseñó al mundo la forma de construir puentes colgantes estables. Tras más de 100 años el puente de Brooklyn es todavía utilizado para el tránsito moderno de esta ciudad; en 1948 fue adaptado por D.B. Steimann de acuerdo con las exigencias de un tráfico creciente (Figura 2.5). Este puente es sin duda uno de los más famosos del mundo, aunque en general se le considera poco estético. Su superestructura es de acero, sus portales y pilas son de piedra.



Figura 2.5 Puente Brooklyn

Dos inventos del siglo XIX revolucionaron la construcción de puentes: **el cemento Portland y la producción masiva de acero**. Como el cemento sirve para crear la piedra artificial llamada **concreto**, pueden construirse pilas, estribos y arcos de las más variadas formas. El concreto de calidad es muy resistente a la compresión pero poco a la tensión. Por su parte, el acero resiste a la vez tensión y compresión, y puede utilizarse en vigas, así como en cables que soportan inmensos puentes colgantes. Estos materiales a su vez, pueden utilizarse conjuntamente. Así, una estructura de concreto no necesita ser proyectada para resistir el esfuerzo de compresión totalmente, pues se le pueden añadir barras de acero para resistir la tensión.

El Ingeniero francés Eugene Freyssinet (1879 a 1962) superó una desventaja aún presente en el concreto armado, reforzándolo con cables de acero ya tensado de alta resistencia. Esta técnica le permitió introducir esfuerzos en el concreto (presfuerzo), es decir, producir en el concreto esfuerzos internos de compresión antes de someterlo a las cargas de servicio.

II.5 Puentes de cables

En este tipo de puente, las cargas del tablero se transmiten a los apoyos (pilas) a través de un sistema de tensión (cables). Existen dos familias de puentes de cables que son:

a) Puentes atirantados

Desde 1950, el puente atirantado, también llamado trabe atirantada (o armadura), se usa cada vez más en puentes de claros medios y largos, debido a su economía, rigidez, cualidades estéticas y facilidad de montaje sin obra falsa. Están compuestos por un tablero, un sistema de tirantes que sujetan el tablero en diferentes puntos y suben la carga a un pórtico o pilón, mismo que está localizado en la prolongación de una de las pilas del puente (Figura 2.6)

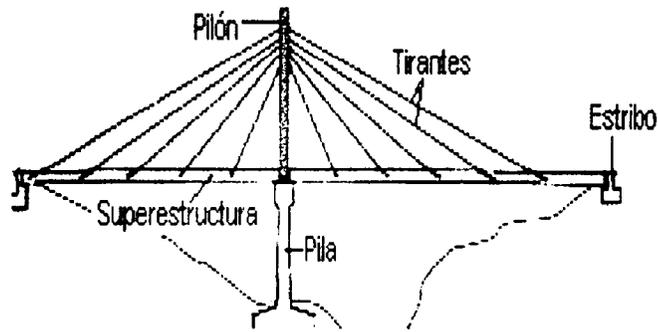


Figura 2.6 Elementos principales de un puente atirantado

b) Puentes colgantes o suspendidos

Sobre algunos apoyos del puente existen pórticos por lo que se pasa un cable principal de gran capacidad de carga, el cual al deformarse por su peso toma la forma de una catenaria. De este cable principal, se fijan otros cables verticales llamados suspensores que toman la carga del tablero del puente (Figura 2.7)

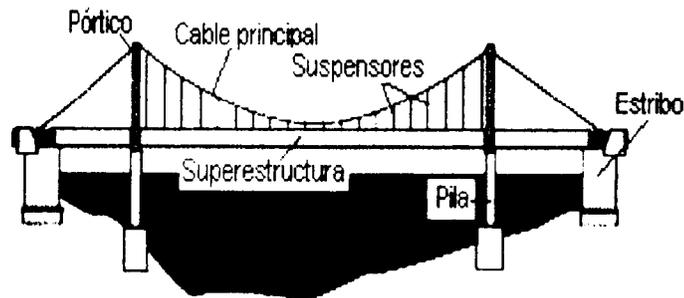


Figura 2.7 Elementos principales de un puente colgante

II.6 Puentes atirantados en México

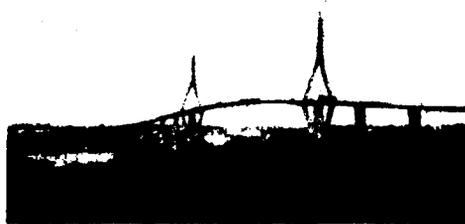
A continuación se describen algunos de los puentes atirantados más importantes de México.

Puente Tampico

Este puente (figura 2.8) se localiza cerca de los límites municipales de Tampico y Cd. Madero en una zona ciclónica. El puente Tampico es atirantado de tipo medio abanico y cuenta con 21 apoyos (dos caballetes extremos y 19 pilas). La pila del apoyo 13, que es la más alta, tiene 185 m desde el nivel de desplante de su cimentación hasta el remate del mástil. El espacio libre vertical mínimo entre el nivel del agua y el tablero de la superestructura es de 50 m.

Sus características principales son las siguientes: longitud total de 1543 m, formada por el tramo principal atirantado de 876.80 m que consta de ocho dobles voladizos de concreto presforzado con claros de 70 m y un tramo de acero de 293.50 m que es parte del claro central de 360 m (el más largo construido hasta la fecha en México) y dos viaductos, el de la margen izquierda de 473.60 m con cuatro dobles voladizos de 63 m de claro y cuatro tramos continuos de 56 m de claro todos de concreto presforzado; y el de la margen derecha de 192.60 m, con tres tramos en doble voladizo de concreto presforzado de 63 m de claro. La rasante tiene pendiente constante de 4.85%, excepto en el tramo de acero donde se tiene una curva vertical con radio de 3023 m. El trazo del puente cruza al río con esviajamiento del orden de 20° izquierda. Asimismo, ese trazo (entre las pilas 5 y 10) tiene una curva horizontal de 1°, en una longitud de 306.33 m.

La sección transversal en cajón de su superestructura mide 18.10 m de ancho total en su parte superior, 6.40 m en su base inferior y 3 m de peralte con paredes inclinadas. Sobre ella se alojan dos calzadas de circulación de 7 m de ancho cada una para cuatro líneas de tránsito, separadas por un camellón central de 1.50 m y dos banquetas laterales para peatones, de 1.30 m cada una.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.8 Puente Tampico

Puente Ing. Antonio Dovali Jaime (Coatzacoalcos II)

Después de analizar las características de cuatro diferentes sitios para el cruce, se eligió el de Pueblo Nuevo, por las mejores condiciones geológicas para los apoyos, así como topográficas para la longitud del nuevo puente. Es un puente de tipo atirantado con un claro de 288 m y peralte constante. El puente tiene una longitud total de 1170 m, de los cuales 472 m corresponden al viaducto de acceso de la margen izquierda, que consta de siete tramos en doble voladizo. El tablero es de sección cajón de concreto presforzado de 3 m de altura, con almas inclinadas y ancho total de 18.10 m, para alojar dos calzadas de circulación de 7 m cada una, separadas por un camellón de 1.50 m y banquetas laterales de 1.30 m. El tramo principal tiene 698 m y está formado por siete tramos atirantados en forma axial, del tipo medio abanico. El atirantamiento está compuesto por 17 tirantes constituidos con un mínimo de 37 torones y un máximo de 61. Los mástiles que sostienen los tirantes tienen una forma de Y invertida y las pilas son típicas, excepto las que corresponden al tramo principal que tienen continuidad con el tablero y el mástil, y que alcanzan una altura total de 97 m. La estructura del puente tiene 15 apoyos, (dos estribos y el resto pilas). La Figura 2.9 muestra el corte longitudinal del puente.

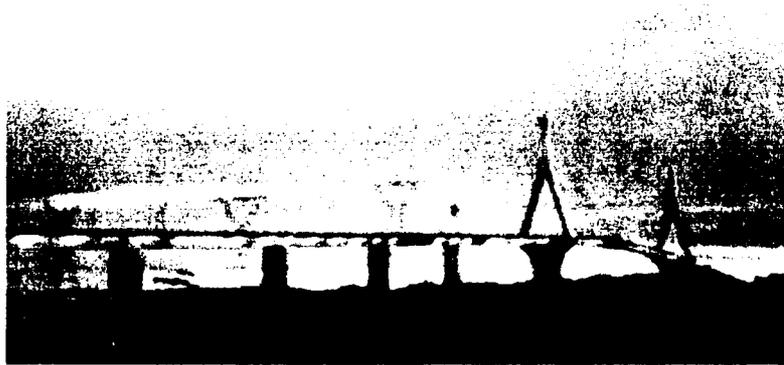


Figura 2.9 Puente Ing. Antonio Dovali Jaime (Coatzacoalcos II)

Puente Mezcala

Este puente está ubicado en el tramo Chilpancingo-Puente de Ixtla de la carretera México-Acapulco. El puente cuenta con una superestructura de seis tramos con tablero formado por dos traveses laterales longitudinales metálicas de sección I con piezas puente de acero y losa de concreto reforzado (figura 2.10). Los cuatro primeros tramos tienen atirantamiento lateral tipo medio abanico con tres pilones de concreto en H. Tiene una longitud de 881.91 m, con distancias entre pilones de 311.44 m y 299.46 m, su ancho total es de 19.60 m y su altura

TESIS CON
SALA DE ORIGEN

máxima sobre la barranca es de 160 m. La subestructura está formada por dos estribos, cinco pilas de concreto reforzado desplantadas por superficie. En la actualidad es el puente de mayor altura en América Latina. Su pila 3 mide 160 m y el pilón sobre la misma 75 m, lo que hace un total de 235 m; es el segundo puente más largo de México.



Figura 2.10 Puente Mezcala

Puente Quetzalapa

Está situado también en el tramo Chilpancingo-Puente Ixtla de la carretera mencionada. El puente está formado por una superestructura de tres tramos que incluyen dos travesaños laterales longitudinales prefabricadas de concreto presforzado de sección rectangular (figura 2.11). Tiene un atirantamiento lateral tipo medio abanico con dos pilones de concreto en forma de H. Su longitud es de 424 m en tramos de 107.68 m, 212.67 m y 103.64 m, ancho total de 21 m y tiene una altura máxima sobre la barranca de 80 m. Su subestructura está formada por dos estribos y dos pilas de concreto reforzado desplantadas por superficie.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Figura 2. 11 Puente Quetzalapa

Puente Barranca el cañón

También se localiza en el tramo Chilpancingo-Puente Ixtla y presenta una superestructura de cuatro tramos con tablero formado por dos traveses laterales longitudinales metálicas de sección I, con piezas puente de acero y losa de concreto reforzado (figura 2.12). Los dos primeros tramos tienen un atirantamiento lateral tipo medio abanico, asimétrico, con un pilón de concreto en H y un contrapeso de 36.00 m. Su longitud es de 296.80 m con un claro principal de 165.63 m, su ancho total es de 21 m. La altura máxima de este puente sobre la barranca es de 110 m. La subestructura consta de dos estribos y tres pilas de concreto reforzado desplazados por superficie.



Figura 2. 12 Puente Barranca el cañón

Puente El zapote

Este puente se ubica en el tramo Chilpancingo-Puente Ixtla. Tiene una superestructura de tres tramos con tablero formado por dos traveses laterales longitudinales metálicas de sección I, con piezas puente de acero y losa de concreto reforzado (figura 2. 13). Los dos primeros tramos con atirantamiento lateral tipo medio abanico asimétrico, con un pilón de concreto en forma de H y con un contrapeso de 30 m. Tiene una longitud de 297.66 con tramos de 66.64 m, 195. 48 m y 35.54 m, ancho total de 21 m y una altura máxima sobre la barranca de 85 m. Su subestructura está formada por dos estribos y dos pilas de concreto reforzado desplantados por superficie.

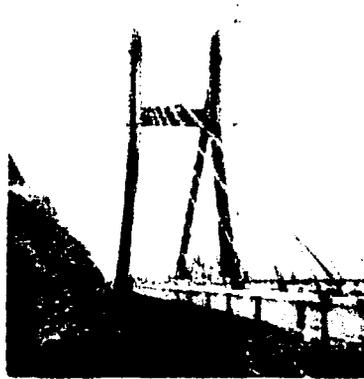


Figura 2.13 Puente El zapote

III. DEFINICIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE LOS PUENTES ATIRANTADOS

III.1 ACCIONES PERMANENTES Y TRANSITORIAS

Las acciones que actúan sobre los puentes son de dos tipos:

- Permanentes.
- Transitorias.

ACCIONES PERMANENTES

Son aquellas acciones que no varían de forma sustancial a lo largo del tiempo, dentro de esta clasificación se encuentran:

CARGAS MUERTAS

Consideramos carga muerta al peso propio de los elementos estructurales y no estructurales. Por ejemplo: aleaciones de aluminio, asfalto, arena, tierra, arcilla, grava, mampostería, concreto, acero, banquetas, parapetos, tuberías, conductos, cables u otras instalaciones para servicios públicos.

EMPUJE DE TIERRA

El empuje de tierra sobre pilas y estribos debe calcularse de acuerdo con las fórmulas conocidas de la mecánica de suelos. El empuje de tierra se puede calcular de la siguiente manera:

$$E = k_n g z$$

donde:

k_n = coeficiente de presión lateral del terreno, el cual depende del tipo de suelo, cohesividad, grado de compactación

g = aceleración de la gravedad

z = altura sobre el terreno

o con el efecto de la presión equivalente producida por un fluido con $\gamma = 480 \text{ kg/m}^3$

CARGAS TRANSITORIAS

CARGAS VIVAS

La carga viva vehicular de puentes en carreteras se expresa en términos de carriles de diseño y carriles de carga. El número de carriles de diseño depende del ancho de la carretera. Cada carril de carga está representado por un camión tipo con remolque, como los que se muestran en las figuras 3.1, 3.2 y 3.3, o como una carga uniforme de 3.048 m (10 ft) de ancho en combinación con una carga concentrada.

Para dimensionar cualquier elemento, todas las cargas deben ocupar dentro de sus respectivos carriles las posiciones que produzcan los esfuerzos máximos en este elemento. Los efectos que producen las cargas van actuando simultáneamente en más de dos carriles, pueden reducirse mediante un factor de carga, de 0.90 para tres carriles y de 0.74 para cuatro carriles o más.

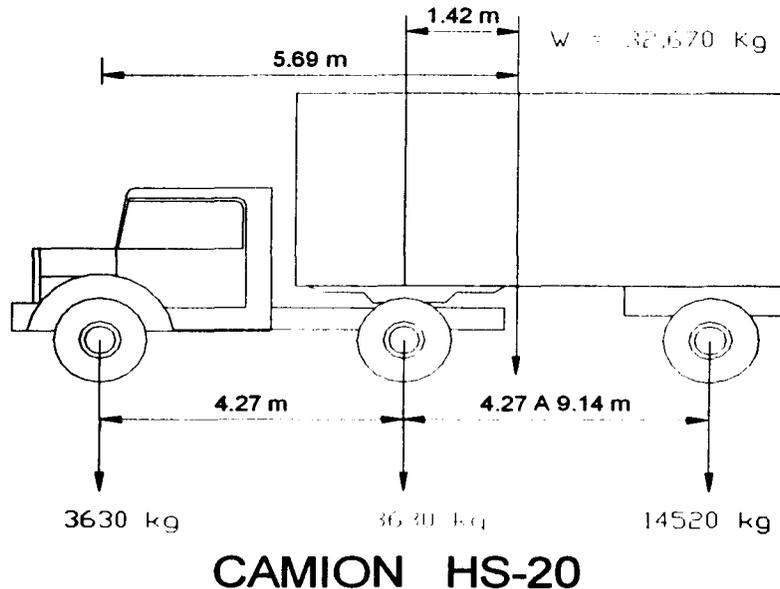
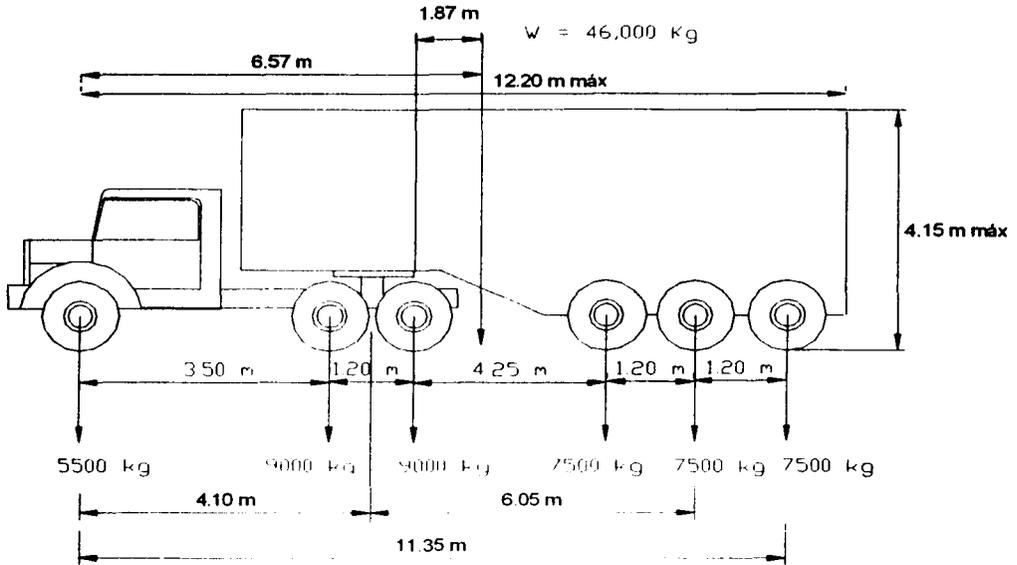
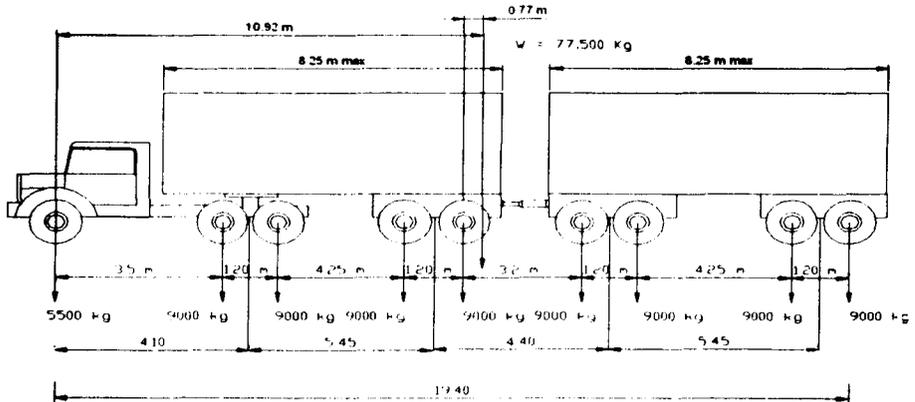


Figura 3.1 Camión tipo HS-20



CAMION T3-S3

Figura 3.2 Camión tipo T3-S3



CAMION T3-S2-R4

Figura 3.3 Camión tipo T3-S2-R4

La definición de la carga viva, sus combinaciones y aplicaciones deben ser consistentes con especificaciones apropiadas como las normas AASHTO o las normas AREA. Cabe señalar que las cargas pueden modificarse según las condiciones del problema, por ejemplo: las características de la zona, claros que excedan las especificaciones, etc. Se debe notar que las normas AASHTO son únicamente aplicables a claros limitados a 150 m y, por lo tanto no incluyen para estructuras de claros más largos.

Para claros que exceden los 150 m se pueden utilizar las reducciones recomendadas por Ivy R. J. que se presentan en la tabla 3. 1.

Tabla 3.1 Cargas equivalentes por carril

LONGITUD CARGADA (m)	CARGAS VIVAS UNIFORMES (kg/m)	CARGA VIVA MOMENTO (kg-m)	CONCENTRADA CORTANTE (kg)
0 – 180	960	8, 100	11, 700
181 –240	960	4, 050	5, 850
241 – 300	960	0	0
301 – 360	900	0	0
361 o más	840	0	0

III.2 IMPACTO POR CARGA VIVA

El impacto se considera como una fracción del esfuerzo por carga viva y se determina con la fórmula que se muestra a continuación:

$$CV \cdot (1+I)$$

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 0.30$$

donde:

CV = carga viva

I = factor de impacto

L = claro del puente

Cabe mencionar que el impacto no se considera en estribos, muros de retención, pilares, pilotes (excepto en pilotes de acero y concreto arriba del terreno rigidamente conectados con la superestructura); presiones en cimentaciones y zapatas y en cargas de aceras.

III. 3 CARGAS SÍSMICAS PARA PUENTES ATIRANTADOS

Las fuerzas sísmicas son una consideración importante en el diseño de los puentes, ya que estos deben diseñarse para resistir movimientos sísmicos considerando la localización del sitio con respecto a las fallas activas y las características de la respuesta dinámica del puente en su totalidad.

Tradicionalmente los puentes típicos de claros cortos y sin tirantes de soporte, se diseñan para resistir las cargas de servicio tales como cargas muertas gravitacionales y cargas vivas (vehiculares y ferroviarias). Luego, en una segunda etapa, se revisan para asegurar su resistencia a las cargas accidentales, tales como las cargas sísmicas, de viento y las cargas térmicas.

Sin embargo, en el caso de los puentes atirantados, las cargas accidentales son tan importantes como las cargas de servicio tanto en la etapa preliminar (o conceptual) como en el proceso de refinamiento del diseño. En suma las superestructuras y los mástiles de los puentes atirantados deben diseñarse para asegurar que la respuesta permanezca dentro del rango elástico del comportamiento del material

En el cálculo de los esfuerzos máximos durante la respuesta sísmica, se deben considerar las respuestas direccionales concurrentes en tres direcciones ortogonales (comúnmente longitudinal, transversal y vertical). Además, se deberá poner atención de revisar la posibilidad de los desplazamientos relativos de los estribos o de la cimentación de los mástiles, debido a la no uniformidad del movimiento del suelo. Este efecto deberá ser considerado en el diseño de la superestructura, mástiles, anclajes de los cables en los pilones y sus conexiones al tablero cuando el claro central o longitud efectiva exceda de 200 m.

a) METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

El método para estimar las cargas sísmicas sobre los puentes atirantados se puede dividir en 2 procedimientos principales:

1. APROXIMACIÓN PSEUDO - DINÁMICA O ESTÁTICA

Esta puede usarse como un análisis preliminar para estimar aproximadamente el orden de magnitud de los esfuerzos y desplazamientos inducidos por las fuerzas sísmicas. Además, esta aproximación puede dividirse dentro de los siguientes métodos simplificados:

- 1.1. El método sísmico estático-equivalente, el cual es conocido como el método del coeficiente sísmico.**
- 1.2. El método Multi Modal-Espectral, el cual es una aproximación pseudo - dinámica modo por modo.**
- 1.3. El método estático mediante el cual se ajustan los movimientos de los apoyos para adecuar a los movimientos asincrónicos en apoyos de las pilas.**
- 1.4. El método de la respuesta espectral aplicada en cada una de las tres direcciones ortogonales, separadas y combinadas probabilísticamente.**

2. ANÁLISIS DE RESPUESTA DINÁMICA

Este tipo de análisis es un refinamiento de la primera categoría, es más elaborado y cercanamente más real. Permite incorporar la tridimensionalidad del problema, la no linealidad, la excitación sísmica en apoyos múltiples, la interacción suelo-estructura, los dispositivos para aumentar el amortiguamiento y la propagación de ondas de un apoyo a otro, y proporciona una manera más realista para la evaluación de la respuesta sísmica del puente.

b) ENERGÍA SÍSMICA EN APOYOS MÚLTIPLES

La exactitud de la respuesta sísmica, calculada para puentes de grandes claros, depende del perfecto conocimiento de los movimientos del suelo esperado en las diferentes ubicaciones de los apoyos.

En general la correlación del movimiento en los puntos de apoyo es extremadamente complicada, particularmente en el caso de puentes de grandes claros, con diferentes condiciones de cimentación, sujetos a ondas sísmicas con diferentes ángulos de incidencia y diferentes viajes de las trayectorias (reflexión y refracción, etc). En estos casos, pueden ocurrir marcadas diferencias, en amplitud así como en fase a través de la distancia, del orden de pequeñas longitudes de ondas de movimiento. Más aún, la excitación sísmica es el resultado de una combinación de más de un patrón de onda, cada uno caracterizado por un movimiento particular y su propia velocidad aparente de propagación. Para representar esta propagación de la naturaleza del movimiento del suelo, están disponibles varios y diferentes niveles de aproximación.

En la primera aproximación, se asigna un valor constante de velocidad de propagación de onda para la perturbación sísmica total. Esta aproximación fue propuesta por Baron, y por Abdel-Ghaffar.

Una segunda manera para describir la variación espacial del movimiento sísmico del suelo es hacer envolventes usando los registros sísmicos de sincronizado, ordenados con intervalos próximos.

Una tercera manera es usar un modelo elaborado de la interacción suelo - estructura.

c) INDUCCIÓN DE LOS MOVIMIENTOS DEL SUELO

La inducción del movimiento del suelo, ya sea este uniforme o no, considera la utilización de tres o más series aproximadas del historial de movimientos del suelo; estos deberán contener por lo menos 20 segundos de fuerte sacudimiento del suelo o tener una fuerte duración de sacudida de 6 veces el periodo fundamental del puente, cualquiera que sea el mayor.

III. 4 EFECTOS DEL VIENTO

Efectos estáticos. Para el análisis de los efectos estáticos, bajo las condiciones idealizadas las cuales nunca ocurren en la práctica, un objeto está sujeto a un flujo de viento de velocidad y dirección constante que no varía con el tiempo.

Efectos dinámicos. Los efectos dinámicos aparecen como resultado de un flujo provocado por la turbulencia de un viento ordinario, por la separación de vórtices, y por los cambios en el flujo

principal actuando en el objeto; la causa de este mecanismo depende de las variaciones de la fuerza del viento con respecto al tiempo.

III. 4. 1 FUERZAS AERODINÁMICAS

Las fuerzas aerodinámicas que actúan en un puente, dependen de la velocidad y dirección del viento así como del tamaño y forma del puente. La ocurrencia de resonancia entre estas fuerzas y el movimiento del puente depende de los mismos factores. 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 flujo del viento capaz de excitar el movimiento.

Suponiendo un flujo uniforme y una estructura inmóvil, 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. Del mismo modo que para una estructura inmóvil, el flujo puede ser no uniforme, causando un sistema periódico de fuerzas aplicadas. Si el puente se mueve, las fuerzas están afectadas por las velocidades y las aceleraciones de la estructura

Para un contorno complejo, como el tablero de un puente atirantado, la predicción teórica del comportamiento aerodinámico es difícil, sin embargo, es posible algún conocimiento en el comportamiento considerando los siguientes aspectos del problema:

a) COMPONENTES DE FUERZA Y MOMENTO

El flujo del viento perpendicular al puente lo separa de su dirección original y su desviación trae como consecuencia el cambio en la velocidad del aire. La presión ejercida por el aire sobre el puente se altera a partir de que éste fluye lentamente. Como resultado de este proceso el puente experimenta una fuerza resultante aerodinámica, la cual se divide en tres componentes:

El levantamiento, el arrastre y el momento de volteo.

El levantamiento es la componente de fuerza vertical actuando hacia arriba, perpendicular al plano del tablero.

El arrastre es la componente de fuerza actuando en la misma dirección de la componente horizontal del flujo del viento.

El momento de volteo actúa en el plano contenido por el levantamiento y el arrastre.

Suponiendo un flujo uniforme alrededor de una sección de área A , con una velocidad de viento v y un ángulo de ataque α , se desarrollan fuerzas ascendentes y de arrastre, las cuales están dirigidas en posición normal y paralela a la sección, como se muestra en la siguiente figura.

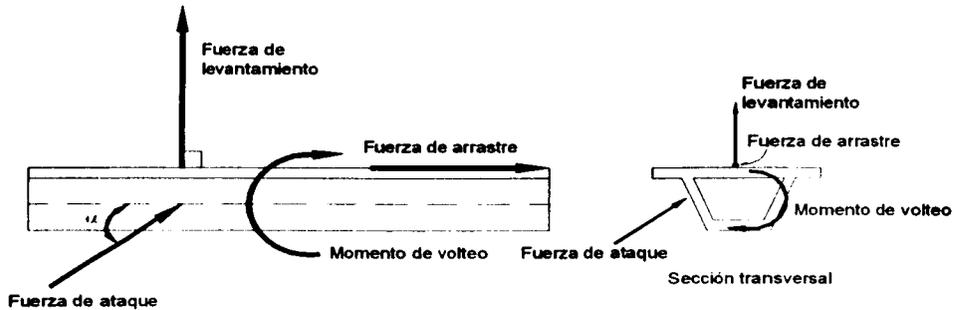


Figura 3.4 Fuerzas del viento

La fuerza de levantamiento se obtiene con la siguiente expresión:

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

donde:

$$P_d = \frac{1}{2} \rho v^2 = \text{presión dinámica}$$

ρ = densidad del aire

C_L = coeficiente adimensional de levantamiento que varía con el ángulo α

A = área de la sección transversal del puente

v = velocidad del viento

b) TEORÍA DEL LEVANTAMIENTO - PENDIENTE NEGATIVA

Las investigaciones de estabilidad aerodinámica para puentes colgantes realizadas por Steinman indican que el factor a cuidar es el valor de la pendiente $dC_L / d\alpha$, la cual se obtiene de las gráficas de levantamiento estático. Asimismo, la teoría nos ayuda a detectar las fuerzas causantes de la inestabilidad.

Si $dC_L / d\alpha$ es positivo, el cambio en el levantamiento tiende a oponerse al movimiento y puede conducir a limitar más las oscilaciones dañinas.

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

En ambos casos, la inclinación excesiva, es mayor en el rango de amplificación de las oscilaciones.

Si $dC_L / d\alpha$ es cero, el movimiento es inafectado por la fuerza del viento.

De acuerdo con la teoría de Steinman una sección deseable tendría $dC_L / d\alpha$ igual a cero.

Una consideración similar se puede aplicar a las oscilaciones torsionales. Cuando bajo condiciones constantes, la fuerza de levantamiento es desplazada de los ejes de rotación, se provoca un momento alrededor de éstos ejes.

Para la determinación de la fuerza de arrastre se usa la siguiente expresión:

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

donde:

$$P_d = \frac{1}{2} \rho v^2 = \text{presión dinámica}$$

ρ = densidad del aire

C_L = coeficiente adimensional de arrastre que varía con el ángulo α

A = área de la sección transversal del puente

v = velocidad del viento

El momento de Torsión se puede expresar como:

$$T = \frac{1}{2} \rho v^2 C_T B A$$

donde:

$$P_d = \frac{1}{2} \rho v^2 = \text{presión dinámica.}$$

ρ = densidad del aire

C_T = coeficiente adimensional de torsión que depende del ángulo α

B = longitud del puente

A = área de la sección transversal del puente

Steinman sugiere que una pendiente cero $dC_T / d\alpha$ o preferiblemente una ligera pendiente negativa es deseable.

Se pueden utilizar modelos sencillos para obtener las gráficas de levantamiento estático, y de acuerdo a la teoría de Steinman, con el requerimiento de que los valores de las pendientes

$$\frac{dC_l}{d\alpha} = 0 \text{ y } \frac{dC_T}{d\alpha} = 0$$

son suficiente garantía contra las posibles fuerzas aerodinámicas independientemente de la rigidez de la estructura.

c) FORMACIÓN DE VÓRTICES

Cuando consideramos el flujo de aire alrededor de un cilindro en reposo, se emiten periódicamente remolinos desde el cilindro, formando una estela de vórtices de Von Karman.



Figura 3.5 Generación de vórtices

El análisis para flujo uniforme muestra líneas curvas uniformes con puntos de estancamiento en el extremo opuesto al diámetro, paralelo al flujo. Estos puntos se desarrollan en el borde de ataque, sin embargo, inmediatamente después, se genera una zona de turbulencia en la parte posterior del área de estancamiento. Esta zona se difunde y forma un remolino excéntrico el cual eventualmente es transportado hacia fuera, seguido de un segundo vórtice desde el otro lado y así sucesivamente. Cada vez que se libera un remolino, actúan sobre el cilindro fuerzas laterales desequilibradas.

Si el cilindro es libre de vibrar lateralmente, las fuerzas laterales alternadas pueden imponer sobre éste una vibración forzada con una frecuencia igual a la frecuencia del remolino.

La frecuencia de fuerzas sucesivas está dada aproximadamente por:

$$f = \frac{SV}{d}$$

donde:

d = diámetro del cilindro

V = velocidad del viento

S = parámetro adimensional conocido como número de Strouhal

El número de Strouhal varía con la forma de la sección y su valor es cercano a 0.2 para un cilindro.

Cabe señalar que las fuerzas periódicas asociadas con la generación de vórtices pueden provocar oscilaciones estructurales.

Como indica la experiencia, la formación de vórtices es el factor principal, debido a la acción del viento, en los puentes atirantados que tienen el tablero formado por vigas de sección abierta. Los mástiles o pilones del puente, y los cables también producen una estela de vórtices.

d) ALETEO

Bajo la presión del viento, el tablero del puente puede oscilar incluyendo ambos movimientos: vertical y torsional. A este tipo de vibración se le conoce como aleteo.

Bleich fue el primer autor quien notó la relación de la velocidad del aleteo en las alas de las aeronaves. El distinguió claramente entre el aleteo y el efecto de cabeceo producido por los vórtices, y expresó la opinión de que son necesarios para las oscilaciones de este tipo al menos 2 grados de libertad: flexión y torsión.

Es de destacar que el riesgo de que se produzca el aleteo es superior para los puentes atirantados metálicos, en los que el tablero es más ligero que en los puentes de concreto. Igualmente, los puentes anchos son menos sensibles a este fenómeno que los puentes estrechos.

III. 5 EL EFECTO DEL VIENTO SOBRE EL PUENTE ATIRANTADO

Cuando se considera el efecto del viento sobre un puente atirantado, pueden distinguirse 3 mecanismos aerodinámicos diferentes, que pueden provocar comportamientos oscilatorios importantes:

a) RÁFAGA O TURBULENCIA NATURAL DEL VIENTO

El efecto más elemental del viento es el que se debe a las ráfagas. Las componentes viento - ráfaga afectan la periodicidad de la emisión de vórtices tendientes a hacerlo menos uniforme y provocando una débil excitación en un amplio rango de velocidad del viento.

b) ACCIÓN DE LOS VÓRTICES

Los vórtices se forman en los puntos donde el flujo de aire se separa de la superficie de la estructura. Estos pueden interrumpir la estela en intervalos regulares provocando la variación de fuerzas sobre la estructura. La excitación debida a la formación periódica de vórtices en el contorno de la estructura, depende principalmente de los detalles de la forma de la sección transversal del tablero

La vibración auto excitada se produce por el cambio en la fuerza del viento, provocada por el movimiento de la estructura. Si ésta vibración se opone al movimiento, se dice que tiene un efecto de amortiguamiento, y si se agregan al movimiento las oscilaciones, pueden causar amplitudes dañinas.

Si la estructura es rígida y la incidencia del flujo es uniforme, la formación de vórtices sería completamente periódica en una frecuencia proporcional a la velocidad del viento. Con una estructura flexible, ocurre una excitación de resonancia en una velocidad crítica de viento y el efecto del movimiento de la estructura modifica la frecuencia, de manera que sincroniza la excitación con el movimiento sobre un rango de la velocidad del viento, es decir, cuando se alcanza una velocidad de viento, conocida como la velocidad crítica V_{cr} , el tablero recibe más energía de la que puede ser disipada por amortiguamiento. Como resultado debido a las fuerzas aerodinámicas, se producen movimientos en flexión y torsión combinados, con un rápido incremento de amplitudes, hasta llegar a la destrucción del puente.

Es aconsejable que para seleccionar un tablero, éste sea tan rígido como sea posible a la torsión, y usar dos planos laterales de tirantes en vez de un solo plano y fijar los tirantes en una línea vertical en la parte alta del pilón en forma de "A".

c) CAMBIO EN LA DISTRIBUCIÓN DEL FLUJO

Este cambio es provocado por el movimiento de la estructura el cual puede causar fuerzas tendientes a incrementar el movimiento.

En general, todos los puentes están sujetos a tres formas de excitación, los que provocan las siguientes clases de oscilaciones del puente bajo cargas laterales.

- Oscilaciones verticales o flexionantes

Flexión vertical de la estructura soportada. La estructura se mueve hacia arriba y hacia abajo, y los tirantes se desplazan por una cantidad igual en la misma dirección. Los momentos flexionantes verticales raramente han provocado daños, aunque pueden ser inconvenientes para el tráfico.

- Oscilaciones torsionales

Torsión de la estructura. La estructura se tuerce lateralmente alrededor del eje longitudinal y los tirantes se desplazan con un momento igual pero de dirección opuesta. Las oscilaciones del viento provocan los movimientos torsionales, que han sido una de las causas del colapso de muchos puentes.

Los movimientos verticales y torsionales pueden generar desplazamientos de formas diferentes. Se consideran "simétricos" cuando los desplazamientos de cada mitad del claro próximo a su punto medio están en la misma dirección, y como "anti-simétricos" cuando estos desplazamientos están en direcciones opuestas.

- Oscilaciones de acoplamiento flexión - torsión

Son movimientos acoplados de flexión vertical y torsión de la estructura.

Aunque las formas de oscilación provocan la ocurrencia de alargamientos de los tirantes, para los modos de mayor interés, los tirantes se pueden estimar como inextensibles. Por lo tanto, para mantener su longitud constante los cables deben desplazarse horizontalmente, así como verticalmente, durante la oscilación.

En velocidades moderadas del viento la oscilación vertical disminuye, debido a que la energía de oscilación es absorbida por el amortiguamiento estructural inherente del puente. El viento puede aceptar completamente el efecto de amortiguamiento, el cual en el caso de las oscilaciones, desaparece de una forma más rápida.

Sin embargo, el flujo de viento con una velocidad crítica puede disminuir el amortiguamiento sobre el puente. Cuando el amortiguamiento aerodinámico es negativo e igual al amortiguamiento estructural, el amortiguamiento total llega a ser cero y las oscilaciones se mantienen. En velocidades de viento superiores a la crítica, cualquier aumento de la amplitud hasta la ocurrencia de la falla estructural, está limitada por una no-linealidad del sistema.

La inestabilidad aerodinámica provoca vibraciones de gran amplitud. Se ha demostrado que los valores altos de los coeficientes de módulos de elasticidad de los tirantes, en puentes con una suspensión adecuada, producen efectos dinámicos y aerodinámicos muy favorables. Este comportamiento dinámico se debe por un lado a la no-linealidad de los cables durante la deformación, y por otro lado al sistema de amortiguamiento.

No existen teorías para el cálculo de las fuerzas aerodinámicas actuando sobre el contorno del puente, y por lo tanto se ha recurrido a realizar mediciones sobre modelos.

Se puede utilizar el análisis adimensional para mostrar que la no dimensionalidad de las fuerzas aerodinámicas sobre un puente oscilando en modos flexionantes verticales, son dependientes de la forma aerodinámica y de algunas cantidades adimensionales. Con la sustitución de las cantidades correspondientes para el movimiento torsional, éstos valores también se aplican a los movimientos torsionales del puente.

No obstante, las mediciones de las fuerzas aerodinámicas pueden ser palpables incorporando correctamente en el modelo las propiedades elásticas, y las propiedades de amortiguamiento. Entonces el comportamiento oscilatorio del puente puede relacionarse directamente con lo observado en el modelo a gran escala.

La complejidad del análisis vertical, torsional y las oscilaciones acopladas flexión-torsión, amplifican su interdependencia, teniendo limitada la investigación para una aproximación empírica. Las ecuaciones existentes para diseño fueron desarrolladas a través de trabajos experimentales.

El problema de prevenir el movimiento excesivo excitado por el viento es más difícil, dados los modernos contornos de puentes más largos, debido a la reducción de peso y a la reducción del amortiguamiento natural inherente en los diseños modernos. El resultado lógico de la reducción del peso estructural es que las fuerzas del viento son ahora mayores en relación a la inercia de la estructura y también existe un efecto secundario por la reducción de la frecuencia natural de oscilación para un diseño más esbelto.

Claramente estas características están estrechamente relacionadas al diseño económico de puentes, y se deben hacer mayores esfuerzos para evitar limitaciones indebidas, dado el riesgo del movimiento estimulado por el viento.

Un primer paso en la valoración de un puente sometido a la oscilación del viento es la determinación de la frecuencia natural, los modos de oscilación, y el amortiguamiento.

III. 6 PRESIÓN DE LA CORRIENTE

La presión de la corriente está en función de la velocidad y de la sección transversal de la pila. La ecuación para su determinación es la siguiente:

$$p = k v^2$$

donde:

v = velocidad de la corriente.

K = factor de forma de la pila (tabla 3.2)

Tabla 3. 2 Factor de forma de pilas

SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA PILA	FACTOR (k)
RECTANGULAR	1.40
CIRCULAR	0.70
OCTÁGONO	0.50

III. 7 FUERZA CENTRÍFUGA

Las fuerzas centrifugas deben calcularse como un porcentaje de la carga viva de diseño. Se aplica a 1.80 m sobre el nivel de la carpeta asfáltica. Para su determinación se emplea la siguiente ecuación:

$$F_C = 0.80 \left(\frac{v^2}{r} \right) W$$

donde:

v = velocidad del vehículo

r = radio de giro

W = peso del vehículo

III. 8 FUERZA DE FRENADO

La fuerza de frenado se considera como una fracción del peso del vehículo. También se aplica a 1.80 m del nivel de la carpeta asfáltica y se calcula con:

$$F_f = 0.25 W$$

donde:

W = peso del vehículo

III. 9 FUERZAS LONGITUDINALES

Las fuerzas longitudinales sobre puentes carreteros deben suponerse igual al 5 % de la carga viva, más las fuerzas que resulten de la fricción en los apoyos del puente.

III. 10 FUERZAS TÉRMICAS

En particular, las fuerzas térmicas de sujeciones pueden causar esfuerzos excesivos, pandeo o agrietamiento. Deben tomarse precauciones para tomar en cuenta las dilataciones y contracciones ocasionadas por variaciones de temperatura, y en estructuras de concreto, para considerar las contracciones.

IV. EL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LOS PUENTES ATIRANTADOS

IV. 1 INTRODUCCIÓN

Los puentes que dependen de la alta resistencia del acero de los cables como elemento estructural pueden estar clasificados como puentes colgantes o como puentes atirantados. La diferencia fundamental es la manera en que el tablero está sostenido por los cables.

En los puentes colgantes el tablero está sostenido por cables verticales comparativamente cortos que están suspendidos a su vez de un cable principal que es relativamente flexible y toma la forma de un perfil que es función de la magnitud y posición de carga. En los puentes atirantados, los cables inclinados sostienen el tablero del puente directamente con cables relativamente tensos que, comparándolo con el puente colgante, le proporciona determinada rigidez a varios puntos a lo largo del claro.

IV. 2 CAMPO DE APLICACIÓN DE LOS PUENTES ATIRANTADOS

Actualmente los puentes atirantados no parecen ser competitivos en claros menores a 150 m. Para claros comprendidos entre 200 y 250 m deberían poder reemplazar, de manera económica, a los puentes de concreto presforzado construidos por voladizos sucesivos, con peraltes de viga reducidos, del orden de 2.5 m a 4 m, con lo que se consigue aumentar las alturas libres bajo el puente y, por lo tanto, gálibos de grandes dimensiones

Por encima de los 250 m, en el dominio de los grandes claros, los puentes atirantados pueden competir con los puentes colgantes, sobre los que presentan las siguientes ventajas:

- Eliminación de los macizos de anclaje, de costo elevado
- Mayor rigidez
- Ahorro en el peso de los cables
- Mejor estabilidad aerodinámica

IV. 3 REVISIÓN HISTÓRICA DE LOS Puentes ATIRANTADOS

El concepto y aplicación práctica del Puente Atirantado data del año 1600, cuando un ingeniero veneciano llamado Verantius construyó un puente con cadenas cortas tensadas. El concepto fue atractivo para ingenieros y constructores por muchos siglos y su experimentación y desarrollo continúa evolucionando hasta nuestros días.

Aunque el concepto de un puente parcialmente Colgante por tirantes inclinados data del siglo XVII en Venecia, el concepto de puente Colgante solamente por tirantes inclinados es crédito de C. I. Loscher, un carpintero suizo de Fribourg quien construyó completamente un puente de madera incluyendo tirantes y pilón en 1784 con un claro de 32 m.

El advenimiento de varios tipos de cables estructurales, con su inherente alta capacidad portante y fácil instalación, permitió a los ingenieros el reemplazo de cadenas y barras, dando como resultado, la más específica descripción del término dentro de la literatura ingenieril "Puentes con cables tensados".

Aparentemente el concepto de puente atirantado no fue usado otra vez hasta 1817, cuando dos ingenieros Británicos, Redpath y Brown, construyeron la pasarela " The Kings Meadow ", la cual tenía aproximadamente un claro de 33.6 m, usando miembros inclinados de cables tensados que estaban suspendidos de un pilón de acero.

En 1821 el Arquitecto Francés Poyet sugirió un puente usando barras de acero tensadas suspendidas de altas torres. El Puente Atirantado llegó a tener fuerza como forma convencional de Construcción, a no ser por la mala publicidad que siguió al colapso de dos puentes, uno fue el Puente Peatonal de 79 m cruzando el río Tweed cerca de Dryburgh-Abbey Inglaterra, colapsado en 1818 cuando el viento hizo oscilar las cadenas tensadas rompiéndose en las juntas.

El otro puente que también contribuyó al retraso en el uso de puentes atirantados, fue el puente a través el río Saale en Nienburg, Alemania. Tenía un claro de 78 m con la viga principal rigidizada por miembros inclinados, sin embargo este puente tenía deflexiones excesivas bajo carga muerta, y se colapsó bajo una multitud debido a la falla de los tirantes con cadenas.

Podemos asumir que el conocimiento técnico de análisis y comportamiento de materiales fue insuficiente para el exitoso diseño y construcción de los dos puentes mencionados. Los miembros inclinados fueron forjados uniendo barras o cables eslabonados enrollados con alambre.

La razón del fracaso del puente Nienburg no fue reportada, aunque la literatura técnica de la época atribuyó el colapso a la sobrecarga. Aparentemente una multitud que se amotinaba para ver un festival de carreras de bote en el río, causó el colapso. Sin embargo, la razón exacta no se conoce.

El famoso ingeniero Francés Navier discutió estas fallas con sus colegas y sus comentarios adversos fueron adoptados para tener condenado el concepto, relativamente oscuro, de puente atirantado.

El principio para utilizar los tirantes para soportar la superestructura de un puente no murió completamente en la mente de los ingenieros. John Roebling incorporó el concepto en sus puentes colgantes tal como el puente Niagara Falls, el antiguo puente St. Clair en Pittsburgh, el puente Cincinnati a través del río Ohio y el puente de Brooklyn en New York. Los tirantes inclinados utilizados fueron sumados a los colgantes verticales para soportar la superestructura del puente.

Evidencia del sistema dual está también presente en el puente Wheeling, en Virginia del Oeste. Este puente fue diseñado y construido por Ellet, sin tirantes; los tirantes fueron adicionados después por otros ingenieros quienes fueron influenciados por Roebling.

Durante la época de Roebling el concepto de puente colgante sufrió fallas debido a vientos fuertes. El puente Wheeling tuvo una falla notable durante ésta época, con respecto a los puentes fallados anteriormente.

Roebling concibió que incorporando tirantes inclinados podría minimizar la susceptibilidad de las estructuras para cargas de viento adversas. Roebling usó el sistema compuesto de dos suspensiones: los tirantes fueron utilizados como un sistema independiente de respaldo secundario con el sistema primario de suspensión de la catenaria, tomando toda la carga estática.

A pesar de la crítica adversa de Navier hacia los puentes atirantados, fueron construidos puentes cortos después de los colapsos fatales en los puentes de Inglaterra y Alemania. Se construyeron puentes de cables como el Gischlard – Arnodin, que usó múltiples cables inclinados, colgados de dos pilas de mampostería. En 1840, Hatley usó cadenas tensadas en una configuración paralela, las cuales parecían cuerdas de arpa, asimismo, el puente Albert construido en 1873 sobre el río Támesis con un claro principal de 122 m proporcionó un buen ejemplo de la suspensión de la catenaria combinada con tirantes.

El virtual destierro de los puentes atirantados durante los siglos XVIII y XIX pudo ser atribuido al carecimiento del conocimiento técnico del Análisis Teórico de Fuerzas Internas del Sistema Total. La escasa comprensión en el comportamiento del sistema atirantado y los métodos de control de equilibrio y compatibilidad de los diversos sistemas determinados, parecen haber sido la mayor desventaja para el rápido desarrollo del concepto. No solamente fue la carencia de teoría, sino que también, los materiales de la época no eran adecuados para puentes atirantados. Tales materiales como madera, barras redondas, y cadenas de varios tipos no eran los más deseables para la acción de fuerzas de tensión en los tirantes.

Contra esta carencia de conocimiento técnico y escasos materiales adecuados, el ingeniero Alemán F. Dischinger redescubre el puente atirantado en 1938 mientras diseñaba un puente colgante para atravesar el río Eiba, cercano a Hainburg, Dischinger determinó que la deflexión vertical del puente bajo cargas de ferrocarril se pudo reducir considerablemente por la incorporación de cables inclinados dentro del sistema de suspensión. De estos estudios y después del diseño del puente Stromsund en Suecia evolucionó el actualmente moderno puente atirantado, reviviendo el concepto de Roebling de utilización de tirantes con colgantes y reflejado en el puente Steinman, a través del río Tagus en Portugal.

IV. 4 IMPLEMENTACIÓN CONTEMPORÁNEA

Después de la segunda guerra mundial, en Alemania del Oeste se observó que aproximadamente 1500 puentes habían sido destruidos durante el conflicto. Por lo tanto, el periodo de la posguerra atravesó por la reconstrucción, proporcionando la oportunidad para ingenieros constructores y contratistas para aplicar nuevos conceptos de diseño y construcción.

Durante la posguerra, el acero tuvo una gran demanda. Como resultado de esta demanda se desarrollaron diseños de cubiertas ortotrópicas con lo que unido con el diseño de tirantes se construyeron puentes atirantados. Estos fueron en algunos casos 40% más ligeros que los construidos antes de la guerra.

Los siguientes factores ayudaron a realizar el eventual desarrollo de los puentes atirantados:

1. El desarrollo de métodos de análisis estructural de estructuras altamente indeterminadas y la aplicación de computadoras electrónicas.
2. El desarrollo de cubiertas de acero ortotrópicas.
3. Experiencia con la construcción de puentes anteriores que utilizaban los elementos básicos de los puentes atirantados.
4. Utilización del acero de alta resistencia, nuevos métodos de fabricación y erección.
5. Desarrollo de las técnicas de soldadura.

Uno de los aspectos que contribuyó al rápido éxito de los puentes atirantados fue el desarrollo de las superestructuras de vigas integrales. Con el tablero tipo ortotrópico, la plancha rígida con su gran área de sección transversal actúa no solamente en la cuerda superior de las vigas principales y de las vigas transversales, sino también, dando a los puentes modernos mayor rigidez lateral que con los contraenteos que se utilizaban en los sistemas antiguos.

Las estructuras de las épocas pasadas consistían de una losa apoyada sobre largueros longitudinales descansando en vigas transversales, conectadas a las armaduras o a vigas principales que actuaban separadamente (figura 4. 1); este tipo de estructura no era adecuada para los puentes atirantados.

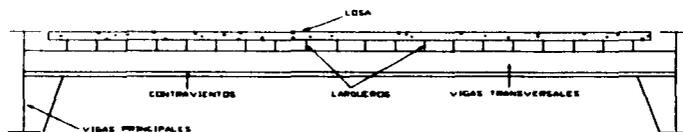


Figura 4.1 Puente antiguo de acero, 5 miembros actuando separadamente

En 1936 Leonhardt empezó a promover tableros con placas rigidizadas por largueros, actuando como cuerda superior de las vigas transversales y también de las vigas principales.

En los sistemas ortotrópicos, todos los elementos de la superestructura del puente participan en el trabajo estructural. La estructura integral actúa como una unidad y es continua sobre los apoyos intermedios, lo cual, también es necesario para las torres o mástiles de puentes colgantes o atirantados.

Los puentes atirantados modernos presentan un sistema tridimensional formado por vigas rigidizantes transversales y longitudinales reforzadas, tablero ortotrópico y elementos de soporte tales como torres en compresión y cables inclinados en tensión (figura 4.2). Una de las características más importantes de tal estructura tridimensional es la acción integral de las vigas longitudinales y transversales, y el presforzado de los cables inclinados, el cual actúa desde la parte superior del pilón hacia abajo en puntos de anclaje de las vigas rigidizantes.

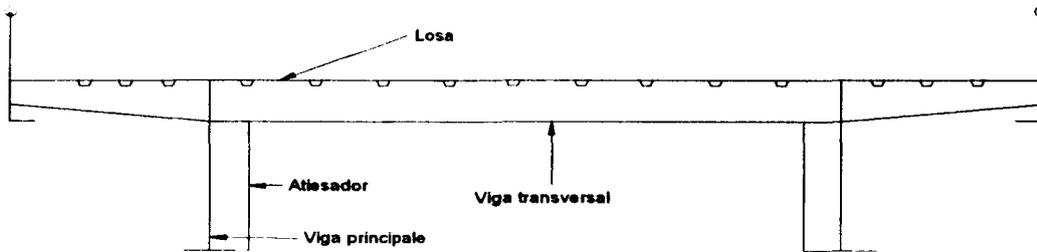


Figura 4. 2 Puente moderno de acero, todos los miembros actuando como unidad

Las fuerzas compresivas horizontales debidas a la acción de los cables están tomadas por las vigas y no se requieren anclajes masivos. Este sistema incrementa el momento de inercia de la estructura que permite una reducción en el peralte de las vigas y por lo tanto ahorro en el acero. Además el sistema es geoméricamente inalterable bajo muchas posiciones de carga sobre el puente; y todos los cables están siempre en un estado de tensión. Esta característica de los sistemas atirantados permite la construcción de elementos relativamente ligeros.

IV. 5 TIPOS DE SUPERESTRUCTURA O SISTEMAS DE TABLERO

IV. 5. 1 INTRODUCCIÓN

La sección transversal del tablero de un puente atirantado tiene que satisfacer un cierto número de imperativos, a menudo contradictorios: gran ligereza, estabilidad aerodinámica satisfactoria y facilidad de anclaje de los tirantes. La concepción de la sección transversal es diferente según el modo de suspensión del tablero: suspensión axial o suspensión lateral. En el caso de suspensión lateral los planos de los tirantes se pueden disponer en el exterior del ancho útil del tablero o bien entre la calzada y la acera, cuando esta existe.

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

- Sistema de tablero de acero 250 -350 kg / m²
- Sistema de tablero mixto 650 -850 kg / m²
- Sistema de tablero de concreto 1000 -1500 kg / m²

Con el método de erección seleccionado y las consideraciones económicas se puede decidir el tipo de material para la superestructura.

IV. 5. 2 EL DESARROLLO ESTRUCTURAL DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO

La sección transversal que Leonhardt eligió para el puente Pasco Kennewick sobre el río Columbia en los Estados Unidos fue influenciada por sus estudios de seguridad aerodinámica realizados en puentes colgantes con pruebas de túnel de viento (figura 4.3), en Teddington en el año de 1956, y en Ottawa en 1968 referentes a diseños comparativos entre un puente colgante y un puente atirantado, con un claro principal de 760 m , para el cruce de la ensenada Berrard en Vancouver.

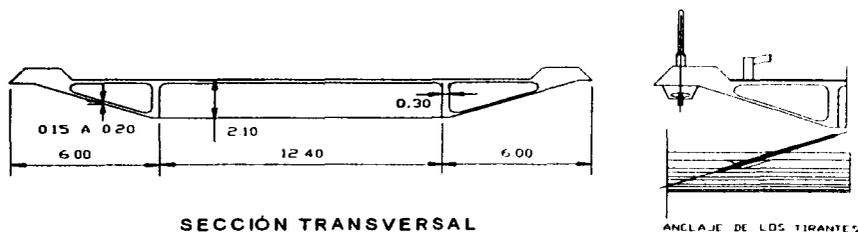


Figura 4.3 Sección transversal del puente Pasco – Kennewick para un claro de 300 m

Con el desarrollo de pruebas dinámicas en un modelo a escala 1: 33 1/3 en el Instituto Ismes, en Bergamo, se determinó que los puentes de atirantamiento múltiple tienen mejores efectos de amortiguamiento que los puentes colgantes y no necesitan tener estrictamente una forma aerodinámica.

Se ha determinado que para los claros cercanos a los 200 m una losa rígida de concreto muy sencilla sin vigas en los extremos es la mejor solución. El espesor de la losa, en el centro, depende de los momentos flexionantes transversales, y en los extremos, de los espaciamientos de los cables. Puede incrementarse hacia las torres para responder a las fuerzas normales longitudinales.

El ingeniero U. Finsterwalder propuso los tableros esbeltos de concreto en los inicios de 1967, para el diseño del puente Great Belt en Dinamarca. Aunque la seguridad contra el pandeo del tablero provocado por las elevadas fuerzas normales longitudinales era dudosa.

Mientras tanto, la protección contra el pandeo era estudiada por el profesor R. Walther en la EPFL, en Lausana, con un modelo de prueba a gran escala el cual remediaba las incertidumbres. La seguridad contra el pandeo ahora puede ser bien verificada, sin embargo se requiere una buena cantidad de refuerzo longitudinal para lograr suficiente ductilidad en flexión.

R. Walther fue el primero en diseñar un puente carretero, en Diepoldsau, con un claro de 97 m y un tablero ligero como se muestra en la siguiente figura.

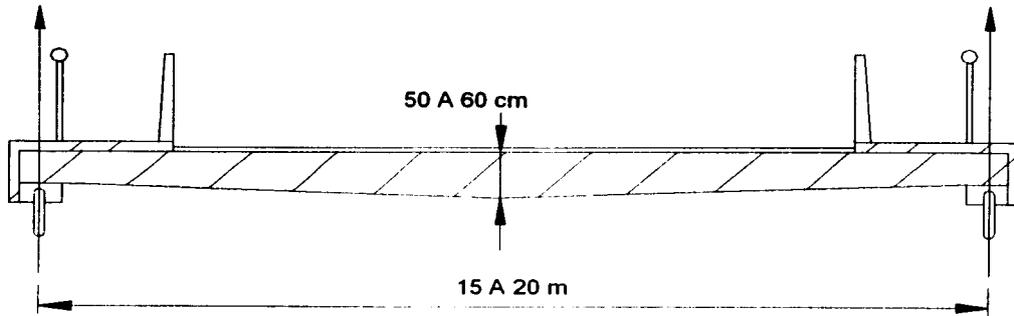


Figura 4.4 Sección transversal para claros de hasta 200 m

J. Schlaich diseñó un puente semejante, para el puente Evripos en Grecia (ver figura 4.5), con un claro de 215 m.

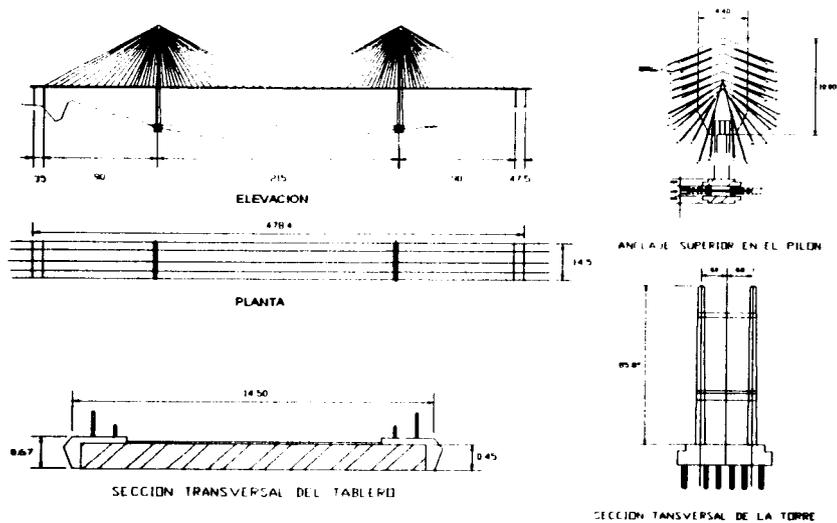


Figura 4.5 Puente Evripos (Grecia)

Se ha determinado que para puentes con anchos mayores a 20 m, las vigas con sección transversal " T " son la solución más económica. Los espaciados de las vigas " T " pueden estar entre los 5 y 7 m, dependiendo del espaciamiento de los anclajes para los cables (figura 4. 6).

El peralte de las vigas extremas es suficiente con 1 ó 1.5 m, dando amplio margen de seguridad contra el pandeo y manteniendo la curvatura de la línea de deflexión bajo cargas concentradas dentro de los límites permisibles. Esta sección transversal es adecuada para claros hasta 500 m.

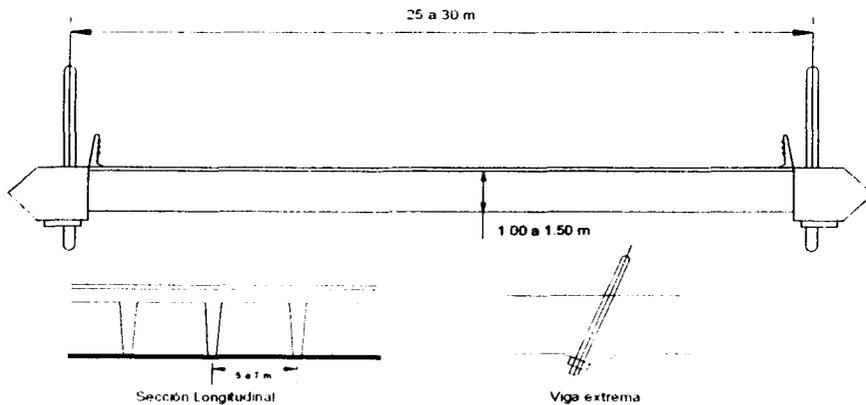


Figura 4. 6 Sección transversal para anchos mayores a 15 m y claros de hasta 500 m

Estas secciones son adecuadas especialmente para estructuras mixtas con vigas transversales y laterales de acero como lo diseñaron Leonhardt y Andra para la alternativa de acero del puente Sunshine Skyway (figura 4.7), en Florida en el año de 1980.

Un espaciado cercano de las vigas transversales (4 a 5 m) permite el uso de losas de concreto prefabricadas. Poco tiempo después, este tipo era elegido para el puente Annacis en Canadá con un claro principal de 465 m y con algunas mejoras en los detalles.

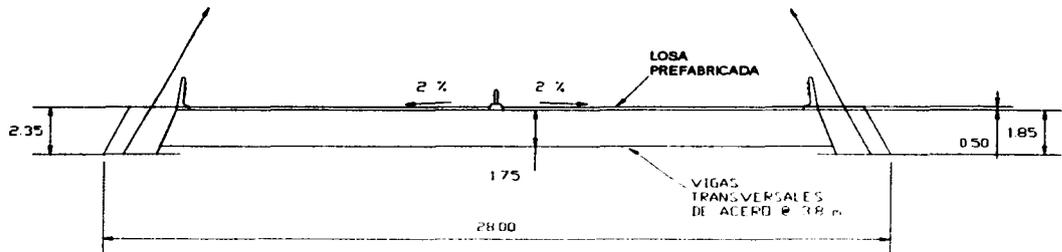


Figura 4.7 Sección transversal para el puente Sunshine Skyway (E. U.), estructura mixta

En puentes con estructuras mixtas, el concreto debe ser el principal material estructural actuando transversal y longitudinalmente en una acción compuesta con el entramado ligero de acero. La losa tiene que tomar principalmente la acometida de las fuerzas desde los cables incrementándose hacia las torres y podrá requerirse aumentar el espesor de la losa o adicionar vigas extremas de concreto.

Para puentes anchos mayores a 25 m y claros superiores a los 500 m (figura 4.8), es conviene elegir una estructura totalmente de acero con un tablero ortotrópico para reducir la carga muerta.

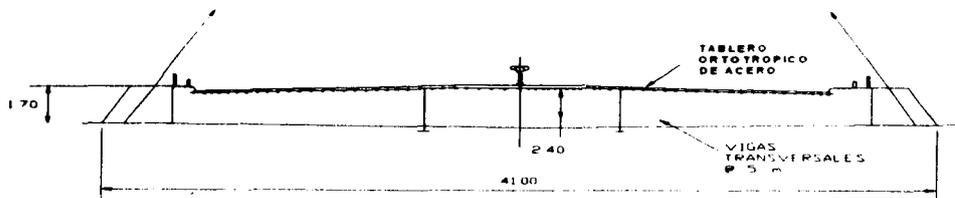


Figura 4.8 Sección transversal de un puente de acero muy ancho para claros superiores a los 500 m

Gracias a la experiencia con el puente colgante Lillebelt (1964), se incrementó el uso de las secciones tipo cajón reducidas (figura 4.9).

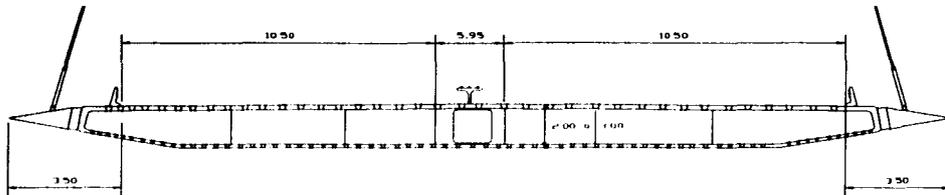


Figura 4.9 Sección transversal Danesa, adecuada para claros grandes

IV. 5. 3. SECCIONES TRANSVERSALES DE TABLEROS PARA ARREGLOS DE CABLES EN UN PLANO CENTRAL

Si el puente está sostenido únicamente con cables en el centro de la calzada, es necesario un tablero de viga cajón (figura 4. 10). La viga cajón del puente Brotonne en Francia ha llegado a ser el estándar para este caso.

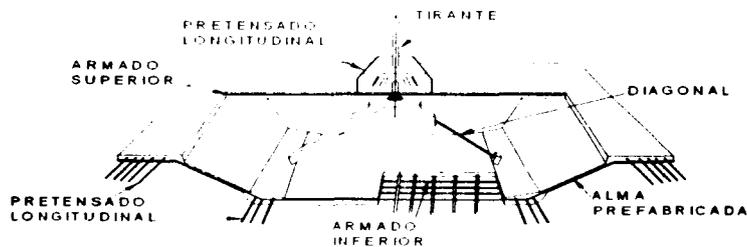


Figura 4.10 Sección transversal del puente Brotonne con el anclaje de los cables en el centro de la calzada

Las tomapuntas diagonales están presforzadas; la cantidad de rigidez torsional de la sección depende del ancho y claro del puente. Muchas veces puede ser suficiente una pequeña área de sección transversal del cajón permitiendo secciones con peraltes pequeños facilitando así su construcción, el total de los 3 cajones proporcionan la resistencia a la torsión.

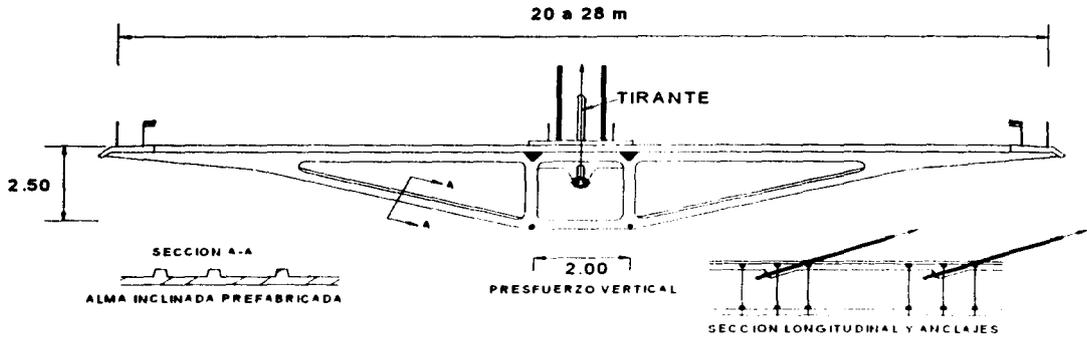


Figura 4. 11 Sección transversal de un tablero esbelto con el anclaje de los cables en el centro de calzada

La sección transversal de Homberg para el puente Chao Phrya, con un claro de 450 m puede ser un ejemplo de un puente de acero con arreglos de cables en un solo plano (figura 4.12).

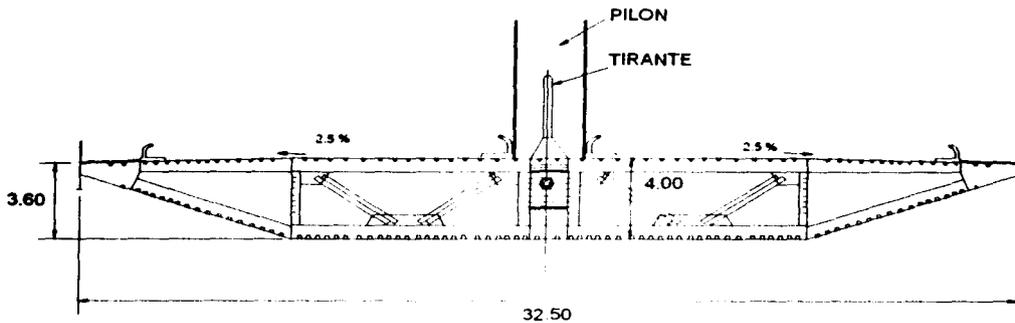


Figura 4. 12 Sección transversal del puente Chao Phrya en Bangkok

V. 5. 4 SISTEMAS DE TABLEROS DE ACERO

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

Por otro lado, a pesar del uso de métodos más avanzados de racionalización y automatización (en particular con tableros ortotrópicos), el uso de una sección transversal de acero es, en nuestros días, de dos o cuatro veces más costosa que su equivalente en concreto. Sin embargo, la reducción del peso propio del tablero, podría resultar atractivo en los otros elementos de carga (tirantes, pilones y cimentaciones), por lo que es competitivo un puente atirantado con tablero de acero.

Para estructuras con pequeños y medianos claros, los cables representan sólo del 10 al 20% del costo total

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

IV. 5. 4. 1 SISTEMAS DE TABLEROS FORMADOS POR ARMADURAS

Durante la década de los 80's, las armaduras fueron raramente usadas en la construcción de puentes. Comparadas a las vigas de alma llena, las armaduras presentan una **desfavorable apariencia visual**; ellas requieren de un gran trabajo de fabricación y mantenimiento, y su protección contra la corrosión es difícil.

Sin embargo, por razones aerodinámicas, las armaduras pueden utilizarse en lugar de las vigas. También en el caso de combinaciones de tráfico vehicular y ferroviario, cuando se usan dos tableros, las armaduras pueden proporcionar muchos elementos para la transmisión de las cargas en dichos puentes.

En la figura que se muestra a continuación, se presenta el tipo de puente y la sección transversal del tablero.

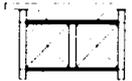
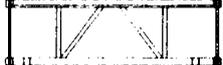
TIPO DE PUENTE	SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO
VEHICULAR	
VEHICULAR Y FERROVIARIO	
VEHICULAR Y FERROVIARIO	
VEHICULAR Y FERROVIARIO	

Figura 4. 13 Sistema de vigas soportado por armaduras rígidas

IV. 5. 4. 2 SISTEMAS DE TABLEROS FORMADOS POR VIGAS DE ALMA LLENA

Los puentes construidos con alma llena en la viga principal están divididos en dos tipos: los construidos con vigas "I" y los construidos con una o más secciones cajón cerradas (fig. 4.14). Utilizando una sección transversal tipo cajón se desarrolla un incremento de rigidez a la torsión. Esta puede ser de una o de muchas células, con lados rectangulares o similar al tipo trapezoidal. En cada uno de estos tipos, el ancho de la calzada está comprendido entre las orillas de las vigas cajón.

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

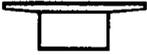
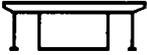
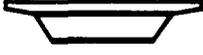
ARREGLO	SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO
DOBLE VIGA I	
VIGA CAJÓN RECTANGULAR SIMPLE	
VIGA CAJÓN CENTRAL CON ALMAS LATERALES DE VIGAS I	
VIGA CAJÓN CELULAR SIMPLE CON DOBLE ALMA INCLINADA	
VIGA CAJÓN TRAPEZOIDAL SIMPLE	
VIGA CAJÓN RECTANGULAR DOBLE	
VIGA CAJÓN TRAPEZOIDAL DOBLE	

Figura 4.14 Vigas principales de alma llena

IV. 5. 4. 3 SISTEMAS DE TABLEROS ORTOTRÓPICOS

En la búsqueda de un sistema de tablero más eficiente para puente, se realizó un gran avance con el desarrollo de los tableros ortotrópicos. Muchos puentes atirantados tienen sistema de piso ortotrópico con diferentes formas, en lo que respecta al tipo y separación de los largueros.

Una estructura ortotrópica está constituida por una placa relativamente delgada rigidizada longitudinalmente mediante costillas soldadas, las que a su vez, se apoyan en piezas transversales (figura 4 15). La estructura resulta ortogonal y anisotrópica, es decir, con propiedades muy diferentes en cada una de las direcciones principales, desde un punto de vista elástico. La combinación abreviada de los adjetivos ortogonal y anisotrópica, ha dado lugar a la designación ortotrópica, que se aplica a estas estructuras.

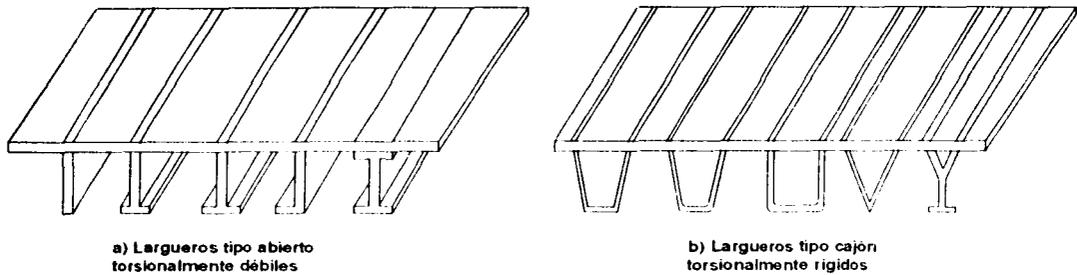


Figura 4.15 Tipos de largueros

Por las experiencias en el diseño de los tableros de puentes se ha visto un incremento en el uso del arreglo viga-cajón ortotrópico con extensiones en voladizo para obtener el ancho necesario para recibir la calzada y con una mejor estabilidad aerodinámica. Para un sistema con un plano simple de cables, la viga de cajón es preferida porque incrementa la rigidez a la torsión.

IV. 5. 5 SISTEMAS DE TABLEROS DE CONCRETO

La idea de un sistema atirantado fue inicialmente desarrollada para estructuras de acero, rápidamente surgieron en la construcción los sistemas de tableros de concreto, ya sea colados en sitio o prefabricados. Esto apareció en la construcción de puentes por doble voladizo, con los tramos cortos directamente soportados por cables permanentes. Las fuerzas en la sección transversal hasta ahora resultan moderadas durante la construcción y el equipo necesario durante la erección se reduce al mínimo.

Los altos pesos propios de los tableros de concreto no son de gran importancia en el caso de pequeños y medianos claros.

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

Durante la década de los 70's muchos puentes atirantados se construyeron con viga principal y losa de concreto reforzado o presforzado. Estos puentes son económicos, poseen alta rigidez y muestran relativamente pequeños desplazamientos. El efecto de amortiguamiento de estas estructuras monolíticas es muy alto y las vibraciones relativamente pequeñas. Las secciones típicas de este sistema se muestran en la siguiente figura.

TIPO DE VIGA	SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO
VIGA DE CAJÓN SIMPLE	
VIGA DE CAJÓN DOBLE	
VIGA DE CAJÓN DOBLE	
VIGA CAJÓN MÚLTIPLE	

Figura 4.16 Tipos de tableros de concreto reforzado y presforzado

IV. 5. 5. 1 VENTAJAS DE LOS TABLEROS DE CONCRETO PRESFORZADO

En la evaluación de un puente atirantado de concreto presforzado, el diseñador puede reconocer las siguientes ventajas:

- La componente horizontal de la fuerza en el tirante provoca compresión al tablero sometido a flexión, favoreciéndolo si es de concreto. Las fuerzas en los tirantes producen presfuerzo al concreto, y el concreto actúa mejor a compresión.

- La cantidad de acero requerido en los tirantes es comparativamente menor. Una selección apropiada de la altura del pilón con respecto al claro puede redituar una solución óptima.
- Las deflexiones por carga viva son pequeñas debido a la relación carga viva a carga muerta y por lo tanto los puentes atirantados de concreto son aplicables a cargas ferroviarias o a cargas masivas de tránsito.
- La erección de la superestructura y los tirantes es relativamente fácil con la tecnología actual del prefuerzo, prefabricación y construcción con segmentos en voladizo.

IV. 5. 6 SISTEMAS DE TABLEROS MIXTOS

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

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

V. CARACTERÍSTICAS DE LOS CABLES

Los tirantes son uno de los principales miembros estructurales del puente atirantado. Por esta razón, es esencial seleccionar con gran cuidado su tipo, material y fabricación.

Los requerimientos más importantes para la selección de los cables son:

- Alta capacidad de soporte.
- Módulo de Young alto y estable.
- Sección transversal compacta.
- Alta resistencia a la fatiga.
- Facilidad de protección a la corrosión.
- Fácil manejo e instalación.
- Bajo costo.

V. 1 TIPOS DE CABLES

Se dispone de varios tipos de cables para usarse como tirantes en puentes atirantados. La forma y configuración del cable depende de su manufactura.

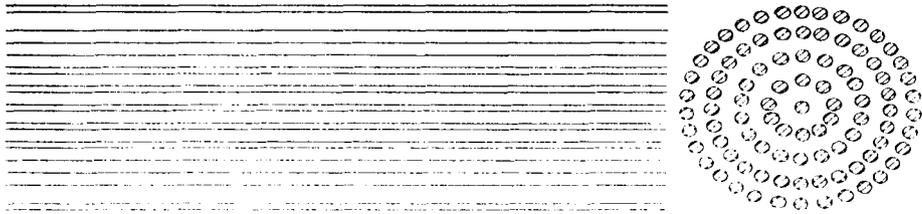
Definiciones:

- Un cable es un miembro flexible, el cual está formado por uno o más **grupos de alambres**, torones o cordones.
- El alambre es una barra estirada en frío en una longitud continua.
- El torón es un arreglo de alambres colocados helicoidalmente alrededor de un **alambre central** con el fin de formar una sección simétrica.
- El cordón se forma a base de torones enrollados alrededor de un **núcleo compuesto por un torón o de otro cordón**.

V. 1. 1 TORONES

a) TORONES PARALELOS

Una innovación en tirantes es el uso de torones presforzados paralelos de 7 alambres, con diámetro de 6" (15.24 mm) normas ASTM A 416- 80 (figura 5.1)



Este material tiene un esfuerzo mínimo último de tensión de $18,600 \text{ kg/cm}^2$ y un relativamente alto esfuerzo de ruptura que da como resultado un volumen menor de acero y un menor peso de los tirantes.

b) TORONES HELICOIDALES

Un torón en espiral consiste de alambres redondos dispuestos helicoidalmente alrededor de un núcleo de alambre. Los torones en espiral están formados por alambres redondos galvanizados, con un diámetro aproximado de 5 mm y con un esfuerzo mínimo a la tensión de $16,000 \text{ kg/cm}^2$.

Cada capa de alambre está colocada en dirección opuesta para compensar el esfuerzo de torsión el cual se desarrolla en el tensado de los cables.

La figura 5. 2 muestra un ejemplo de la sección transversal de un torón en espiral.



Figura 5. 2 Torón helicoidal

c) TORONES HELICOIDALES CERRADOS

El torón helicoidal cerrado se usó extensivamente en muchos de los primeros puentes atirantados en Europa (primero en Alemania). Es también un tipo de torón helicoidal, ya que tiene una porción central compuesta de un número de alambres redondos, varias capas interiores de cuñas o alambres en forma de claves, y finalmente varias capas exteriores de alambres en forma de "Z" o en forma de "S" (figura 5.3.)

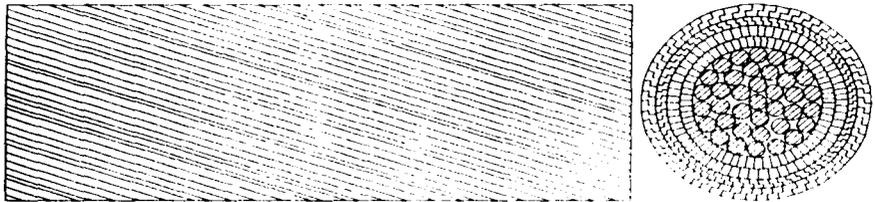


Figura 5. 3 Torón helicoidal cerrado

V. 1. 2 BARRAS PARALELAS

Los tirantes de barras paralelas han sido usados solamente en 2 puentes atirantados, el puente Main River construido en 1971 y el puente Penang construido en Malasia en el año de 1985.

Este tipo de barras están especificadas en las normas ASTM A 722 -75 tipo II, éstas tienen un esfuerzo mínimo último a la tensión de $10,500 \text{ kg/cm}^2$ y un rango de tamaño de diámetro desde $5/8"$ hasta $1 \text{ } 3/8"$ (de 15 a 36 mm)

En la figura 5.4 se muestra la sección transversal de un tirante con barras paralelas.

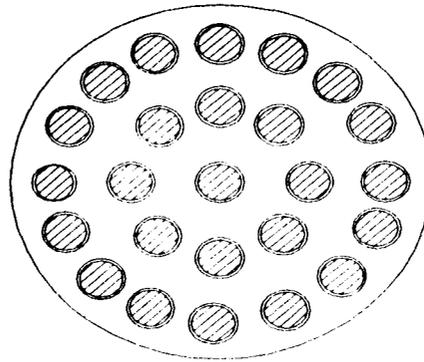


Figura 5. 4 Barras paralelas

V. 1. 3 CABLES DE ALAMBRES

En Japón, los cables estructurales de alambre cerrado son fabricados usando alambres galvanizados, aplicando una cantidad mínima de aceite lubricante durante el encerrado para evitar cualquier problema futuro de la decoloración de la superficie. Los cables usualmente se pintan después de la aplicación de las cargas muertas.

En Alemania, los cables cerrados fueron fabricados sin alambres galvanizados y los vacíos fueron rellenos con plomo rojo durante el encerrado; después de la instalación, tensado y aplicación de todas las cargas permanentes, la superficie fue completamente cepillada y recubierta con una base de dos capas de plomo rojo, aplicando dos recubrimientos finales. Para los cables centrales, los cables individuales tenían que pintarse antes de tensarse, y las juntas entre los cables de los arreglos exteriores eran sellados con silicón

La reciente práctica Alemana para la protección de la corrosión en cables cerrados tuvo que ser modificada, tomando en cuenta algunas experiencias amargas del pasado. Ahora, durante la fabricación del cable, los alambres se galvanizan con zinc, con un peso de $280 \text{ gr} / \text{m}^2$, y los huecos interiores se rellenan de poliuretano con polvo de zinc o aceite de linaza con plomo rojo.

V. 1. 4 TIRANTES PREFABRICADOS

a) TORONES DE ALAMBRES PARALELOS "PWS"

Un torón de alambres paralelos es un paquete de alambres galvanizados arreglados en paralelo construido con una sección transversal hexagonal sin ninguna tendencia a torcerse.

El "PWS" tiene un módulo de Young de $1,960,000 \text{ kg/cm}^2$ que es igual al de un alambre simple galvanizado.

Algunas veces los "PWS" grandes se utilizan como cables individuales, pero en muchos casos se empaquetan múltiples números de "PWS" dentro de un cable grande. La figura 5.5 muestra una sección transversal del "PWS".

La protección de la corrosión para los "PWS" se realiza por una envoltura espumosa de polietileno encintada con fibra de vidrio de poco espesor reforzada con una cubierta plástica. La cubierta se termina por cualquier método ya sea manual o por un método de prefabricación.

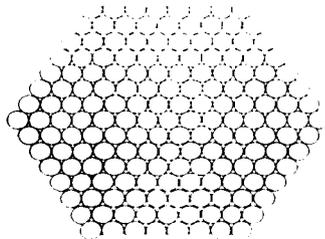


Figura 5. 5 Sección transversal del "PWS"

b) CABLES DE TORONES PARALELOS "PSC"

En 1966, Morandi construyó los tirantes del puente Polcevera con paquetes de torones de 7 alambres de 12. 7 mm de diámetro.

En 1978 se construyó en España el puente Rande, usando tirantes Freyssinet consistiendo de 35 a 91 torones de 7 alambres de 15.7 mm de diámetro en una funda de polietileno negro relleno con lechada de cemento.

Los sistemas de torones Freyssinet, Dywidag, VSL y Stronghold, tienen una constitución similar a la de los cables paralelos "PSC", como se muestra en la figura 5.6.

El número de torones de 7 alambres varía desde 7 hasta 127 dependiendo de los requerimientos de carga de diseño.

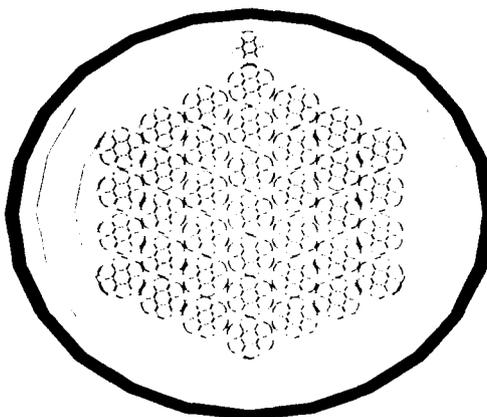


Figura 5. 6 Sección transversal del cable de torones paralelos "PSC"

c) CABLES DE ALAMBRES PARALELOS "PWC"

La condición ordinaria de los alambres paralelos para tirantes está plasmada en las normas ASTM A 421 -80 tipo HA con diámetro de alambre de $1/4$ " (6.35 mm.) y con un esfuerzo mínimo de tensión de $16,550 \text{ kg} / \text{cm}^2$.

En un paquete de alambres paralelos de presfuerzo, los alambres están incorporados como un miembro a tensión en una funda de polietileno rellena con lechada de cemento y con una protección a la corrosión, como se muestra en la figura 5. 7.

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

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

Los cables de alambres paralelos están preensamblados; a diferencia de los torones estructurales no requieren de prealargamiento debido a que en su elaboración se elimina el alargamiento.

El módulo de elasticidad mínimo de un alambre para torón paralelo está en el rango de 1,896,550 a 1,965,520 kg / cm².

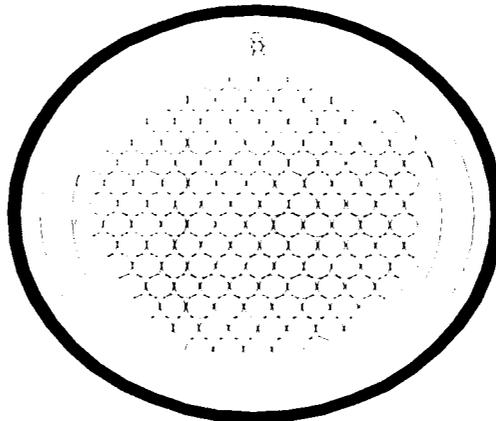


Figura 5. 7 Sección transversal del cable de alambres paralelos "PWC"

d) CABLES DE ARREGLO ULTRA.

Los fabricantes de "PWS", "PWC" y de grandes cables de alambre comenzaron a concebir la fabricación de un cable ultra con arreglos más grandes que permitieran facilidad en el

devanado, como en un alambre, y que permaneciera aún con las propiedades físicas de un "PWS" o de un "PWC".

Los experimentos indicaron que con un ángulo de arreglo de no más de 4 grados no se deterioraría el módulo de Young y no se desarrollaría fatiga en el cable. Estos cables se llaman "Long Lay Cable", "New-PWS" figura 5.8 (a) o "SPWC" figura 5.8 (b)

El primer puente atirantado con cable de arreglo ultra fue el puente Alex Fraser en 1986, seguido por el puente Tsukuhara en 1986, el puente Sky en 1988, el puente de la Bahía Yokohama en 1989 y en algunos otros puentes.

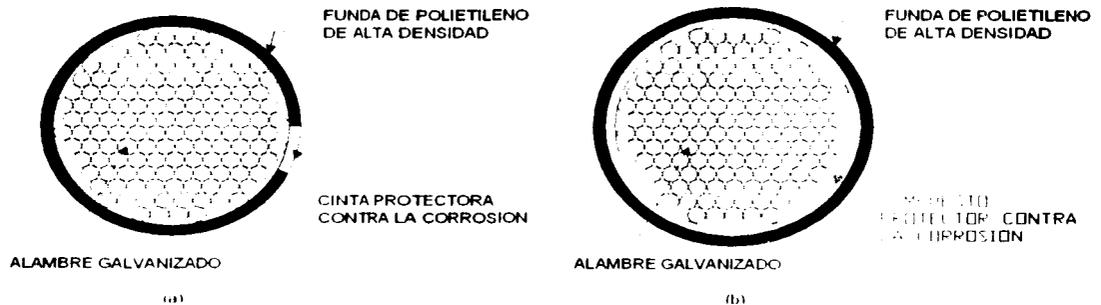


Figura 5.8 Sección transversal de cables arreglo ultra

V. 2 COMPARACIÓN DE VARIOS TIPOS DE TIRANTES

La tabla 5.1. presenta una comparación de los esfuerzos mínimos de ruptura y esfuerzos permisibles de trabajo para varios tipos de tirantes.

Tabla 5. 1 Comparación entre diferentes tipos de tirantes

TIPO	ESFUERZO MINIMO DE RUPTURA		ESFUERZO PERMISIBLE	
	Psi	Mpa	Psi	Mpa
CABLE A 603	220.000	1.520	$0.33f_{pu} = 73.300$	507
TORON A 586	220.000	1.520	$0.33f_{pu} = 73.300$	507
BARRAS A 772	150.000	1.035	$0.45f_{pu} = 67.500$	466
ALAMBRES PARALELOS A 421	240.000	1.655	$0.45f_{pu} = 108.000$	745
TORONES PARALELOS A 416	270.000	1.860	$0.45f_{pu} = 121.500$	837

VI. CARACTERÍSTICAS DE LOS PILONES

La forma del pilón o torre es decisiva para la expresión estética de los puentes atirantados, por lo tanto, su diseño siempre debe ser refinado y de proporciones adecuadas. Cabe señalar que un modelo a escala del pilón puede ser de gran ayuda para detectar posibles irregularidades en su diseño.

VI. 1 ASPECTOS ESTÉTICOS

En general, el diseño de un puente estético puede resumirse en cinco bloques, los cuales se muestran a continuación.

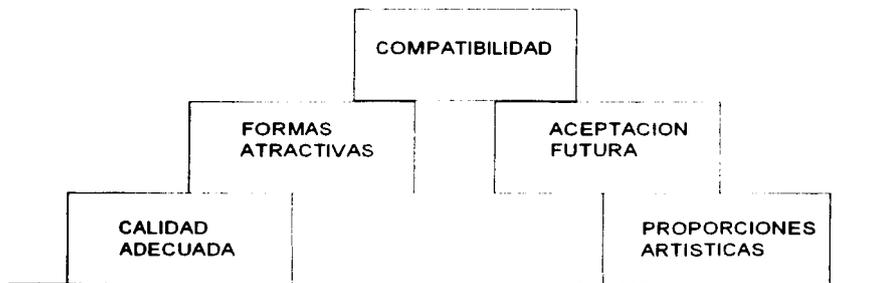


Figura 6. 1 Bloques que forman las bases para un puente estético

Es evidente que la calidad de un puente debe ser la mayor posible, es decir, en la concepción de un puente siempre es necesario tomar en cuenta su vida útil en función de los materiales usados, los métodos de construcción, el diseño conceptual, su ubicación, etc.

Las proporciones artísticas de un puente deben ser consideradas en el diseño conceptual. La adecuada proporción de los claros, la altura de las pilas, son algunos ejemplos en donde las proporciones artísticas juegan un papel determinante.

En cuanto a las formas de los puentes, éstas deben ser atractivas y de proporciones adecuadas con el fin de tener una apariencia agradable.

La aceptación futura de un puente suele ser bastante subjetiva, ya que ésta no depende de factores técnicos sino de percepciones humanas, las cuales aprobarán o rechazarán el puente.

El factor compatibilidad es sin duda alguna el más importante de los anteriores, ya que la construcción de un puente suele ser definitiva, por tanto es necesario seleccionar el mejor puente, el cual debe cumplir con los aspectos antes mencionados, para el sitio en estudio.

La forma de los pilones en un puente atirantado depende de varios factores, entre ellos se encuentran: las acciones sobre el puente, la suspensión, el comportamiento, tamaño de los claros, etcétera. Por tal razón, resulta necesario seleccionar una forma adecuada del pilón de tal forma que éste proporcione al puente una apariencia agradable. Asimismo, se dispone de una amplia gama de posibilidades para la sección transversal del puente en los pilones. Las diferencias más importantes ocurren entre los pilones gemelos (individuales, en portal o en A) y aquéllos con pilones únicos, en el centro de la calzada. El pilón único, a pesar de no ser muy estético, es ventajoso porque permite una visión clara, sin obstrucciones, de los automóviles que circulan por el puente. Los pilones pueden (como en el caso de puentes colgantes) estar empotrados o articulados en sus bases

Para claros largos y cubiertas de nivel alto, las torres en forma de A son muy apropiadas. Sus piernas pueden ser inclinadas hacia dentro, para concentrar las fuerzas en la cimentación (figura 6.2).

Muchos puentes atirantados con cables en un plano a lo largo de un eje han sido construidos en repetidas ocasiones, resultando ser muy estéticos ya que una simple columna delgada es suficiente para el pilón (figura 6.3). Sin embargo, la sección transversal de la superestructura debe ser una viga de sección cajón para proporcionar una adecuada rigidez a la torsión, y no debe ser tan delgada como en el caso de las utilizadas en pilones en forma de A.

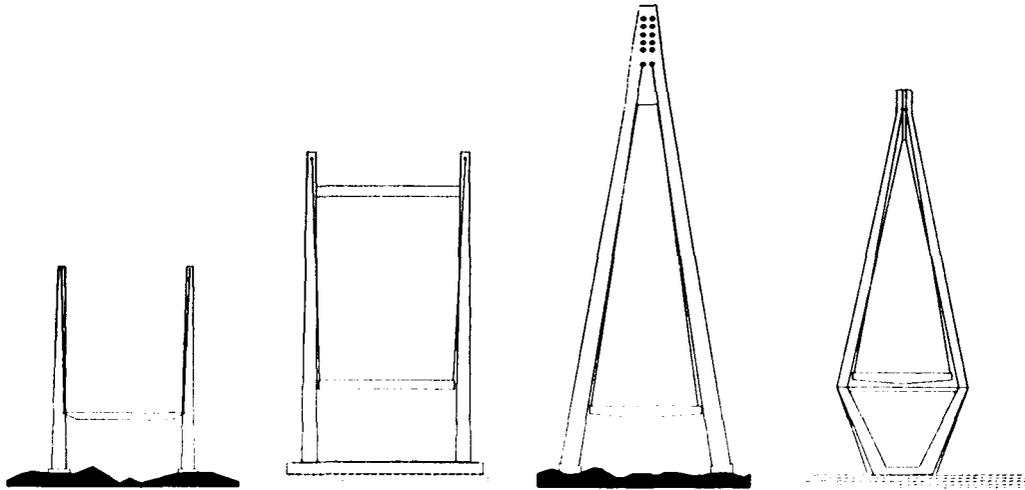


Figura 6. 2 Formas de pilones usadas para suspensión a lo largo de los bordes del tablero

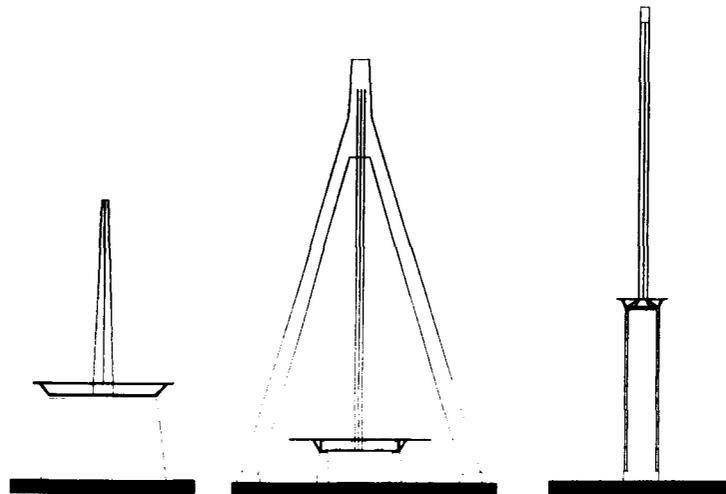


Figura 6. 3 Formas de pilones para suspensión central (cable en un solo plano)

VI. 2 ASPECTOS ESTRUCTURALES

El comportamiento estructural de los pilones depende principalmente de sus conexiones con los cables, tablero y pila. Es indispensable diseñar estas conexiones de tal manera que se reduzcan los momentos flexionantes de los pilones.

Las piernas de las torres se deben diseñar como columnas para resistir las reacciones verticales de los cables, también como voladizo para resistir el desbalance de las fuerzas de los cables. Esto último depende de varios factores, como son: los apoyos, la temperatura, las condiciones de carga, la inclinación de los cables, etc. Asimismo, deben tomarse en cuenta las fuerzas debidas a la presión del viento sobre los cables, torres y tablero, así como la acción sísmica.

VI. 2. 1 ESTABILIDAD DEBIDO A LA FORMA DE LOS PILONES

El problema de la estabilidad debido a la forma de los pilones se plantea, sobre todo, cuando están constituidos por uno o dos pilones aislados, siendo en este caso la inestabilidad transversal la más dañina.

Los tirantes, antes de cualquier deformación transversal del pilón, están situados en el plano vertical determinado por sus puntos de anclaje en el tablero, y sus puntos de paso por el pilón. Este plano, para cada tirante, se inclina cuando el pilón se deforma, pero su trazo sobre el plano del tablero pasa siempre por el centro del mismo, lo que produce esfuerzos de flexión. La figura 6.4 ilustra el desfase que existe entre el plano vertical y el pilón.

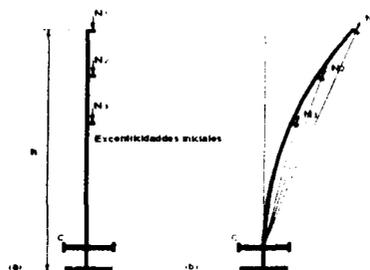


Figura 6. 4 Flexión del pilón en la dirección perpendicular al plano del puente
(a) Posición original; (b) Posición deformada

Si el material de construcción del pilón se considera homogéneo y elástico, se obtiene un valor aproximado de la carga crítica a partir de la fórmula de Euler:

$$F_c = \pi^2 \left(\frac{EI}{h^2} \right)$$

donde:

E = Módulo de elasticidad (constante)

I = Inercia media del pilón

h = Altura del pilón

Esta fórmula supone constante el valor del módulo de elasticidad E, durante todo el proceso de carga, y la constancia de la inercia en cada sección. Sin embargo, el módulo E del concreto varía con el tiempo y con la carga, a consecuencia de la fluencia, y el momento de inercia I, de las secciones flechadas, disminuye a causa de las fisuras. Además, se fijan valores límites para las tensiones de los materiales constitutivos del pilón. Por tal razón, la estabilidad debido a la forma de los pilones está ligada estrechamente a los esfuerzos a que éstos se encuentran sometidos, así como a las características reales de resistencia y deformación de los materiales.

La verificación de la estabilidad de los pilones debido a la forma se debe hacer en el estado límite, utilizando la teoría de segundo orden.

Los principales parámetros que intervienen en este cálculo son:

- Características mecánicas del concreto y del refuerzo
- Sección y distribución del refuerzo
- Formas de la sección transversal del pilón
- Esbeltez del pilón y excentricidad de las cargas
- Combinación de las cargas

VI. 3 CONEXIÓN CABLE-PILÓN

La experiencia obtenida en la época de los primeros puentes atirantados muestra que el diseño del anclaje de los pilones debe reunir las siguientes condiciones:

- El anclaje debe ser accesible y debe permitir el reemplazo de 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, no permitiendo la torsión en los pilones.

El detallado de los anclajes en los pilones, es más complicado que en los anclajes de la vigas, y por lo tanto es un punto crucial para comenzar el sistema del detallado. La dificultad con los anclajes en la cabeza de los pilones se presenta al anclar un gran número de cables llegando desde los dos lados, de tal manera que sus componentes horizontales estén balanceadas provocando una flexión mínima al pilón.

VI. 3. 1 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 tirantes (figura 6.5).

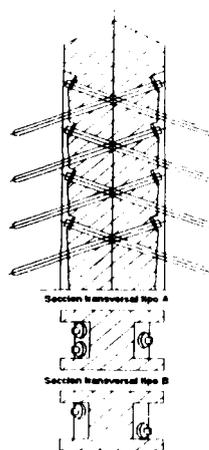


Figura 6. 5 Sistema de anclajes traslapados

VI. 3. 2 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. Aunque esto permite un mejor arreglo de los anclajes con menor momento flexionante en el pilón, el anclaje de los cables en los huecos de las caras internas, resulta ser problemático, ya que requiere de una inmensa cantidad de preesfuerzo transversal (ver figura 6.6).

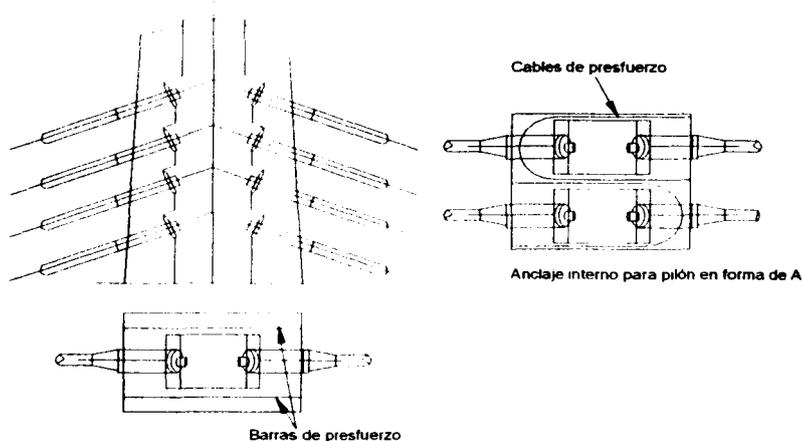


Figura 6. 6 Sistema de anclajes internos

VI. 3. 3 SISTEMA DE CABEZAL MIXTO CON CABEZAL DEL PILÓN TIPO FLORERO

En el puente Akkar Sikkim en la India, J. Schlaich diseñó un cabezal para el anclaje de los cables en el pilón, usando una combinación de los sistemas ya citados.

Antes de este antecedente, se desarrolló una solución similar para el puente Evripos en Grecia (figura 6.7). Para los anclajes de los cables en la cabeza del pilón se siguió el principio del sistema de anclajes internos, sin embargo, para lograr una mejor uniformidad y flujo directo de las fuerzas, así como evitar cualquier preesfuerzo o refuerzo sofisticado, las cabezas ranuradas del pilón se forraron con placas de acero.

En este sistema, los pares de barras transversales provistos para sostener cada socket del cable transfieren sus cargas a estas placas en donde las componentes horizontales de las fuerzas del cable pueden equilibrarse fácilmente con la tensión considerada; la concentración de las componentes verticales son transferidas al concreto mediante conectores de cortante. Esto da como resultado un arreglo muy compacto y muy cercano a la geometría ideal del arreglo tipo abanico.

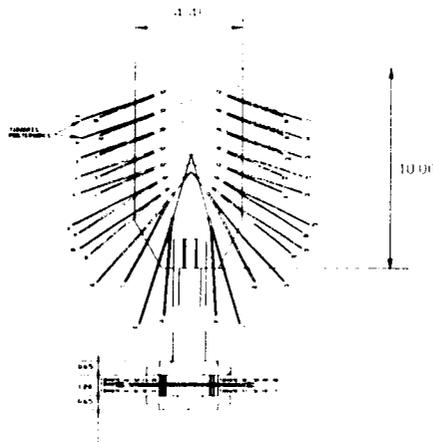


Figura 6. 7 Sistema de anclajes mixto con cabezal de pilón tipo florero

VI. 3. 3 SISTEMA DE ANCLAJE POR MEDIO DE SILLAS

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. Este sistema fue utilizado inicialmente para el puente Brotonne en Francia, y también fue utilizada para el puente Coatzacoalcos II en México (figura 6. 8). Sin embargo, para el puente Coatzacoalcos II, esta solución fue objeto de críticas en lo que concierne a su resistencia mecánica, ya que la acción conjugada de la presión radial ejercida por los torones, unos sobre otros, así como sus alargamientos y la fricción relativa, pueden generar daños a los torones, los cuales perjudican la resistencia del conjunto.

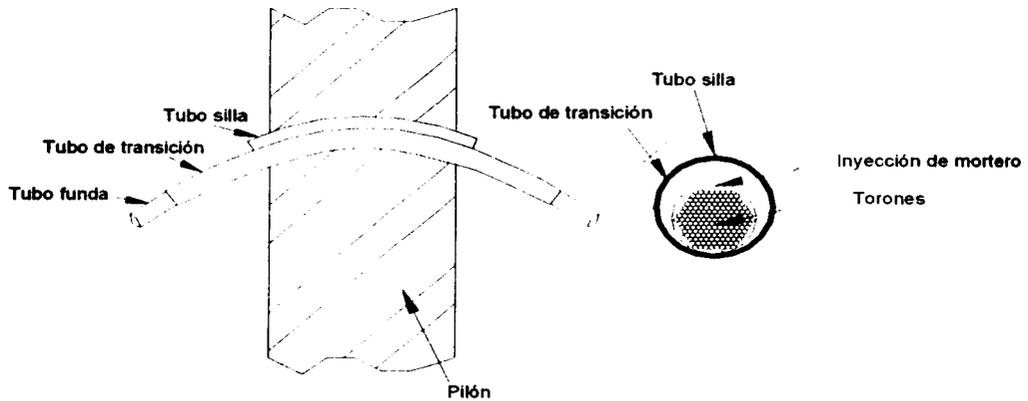


Figura 6. 8 Sistema de anclajes por medio de sillares

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

VII. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

El procedimiento de erección de un puente depende del sistema estructural del mismo, las condiciones del sitio, dimensiones de las piezas fabricadas en el taller, el equipo a utilizar, entre otros.

Por otra parte, es necesario tomar en cuenta el diseño y planeación de las etapas constructivas, las cuales juegan un papel fundamental para la culminación de todo un proyecto.

En lo que concierne a los cuidados que se deben tener durante la erección de la superestructura del puente, las fuerzas sobre la misma, en cada etapa de construcción, deben ser calculadas para reforzar la seguridad.

VII. 1 Aspectos constructivos de los pilones

Los métodos usados para la construcción de los pilones son generalmente los mismos que encontramos en la construcción de torres (figura 7.1). Por tanto, para pilones pequeños como los usados en puente atirantados de tamaño moderado, la erección por medio de grúas o grúas flotantes es muy común.

La erección por tierra o por agua, por medio de grúas flotantes, es usada para la erección de la parte más baja de los pilones. Para erigir la parte alta de los pilones de acero, el procedimiento tradicional involucra una grúa móvil, la cual se desplaza al mismo nivel que tiene el pilón. Asimismo, existen otros métodos para el izado de esta clase de pilones; el quipo básico consta de dos grúas de torre operadas desde el nivel del suelo.



Figura 7. 1 Construcción de una pila con el uso de una grúa operada desde la parte baja

Para pilones de concreto, es común el uso de andamios móviles y grúas, tal y como se ilustra en la siguiente figura (figura 7.2).



Figura 7.2 Utilización de andamios móviles y grúas en la construcción del pilón del puente Mezcala

Generalmente, la fase más crítica en la construcción de un pilón ocurre en el periodo desde que el pilón alcanza su altura máxima hasta el primer tensado en los cables. En este periodo, pueden presentarse oscilaciones del pilón en la dirección longitudinal del puente.

VII. 2 Lanzado de la superestructura

El sistema de "puentes empujados" se basa en deslizar o desplazar, desde un patio de prefabricación, la superestructura del puente.

Uno de los objetivos que persigue el sistema de "puentes empujados" es el de sistematizar un ciclo de construcción que haga factible el trabajo en varios frentes, sin que los mismos se obstaculicen. Dicha sistematización, la cual es muy ventajosa, permite que el personal realice diferentes labores, las cuales culminarán con el empujado de cada una de las dovelas.

El procedimiento de lanzado tiene limitación en cuanto al claro máximo por traspasar, en el caso de que todos los apoyos sean definitivos, es posible el uso de apoyos provisionales que permitan el libramiento del claro.

El sistema puede utilizarse también para empujar estructuras en curva, de radio constante y para combinaciones de curva y recta. En estos casos la limitación para el empujado es de tipo económica, ya que es necesario la adquisición de equipos adicionales.

El empujado se refiere al efecto que se produce por el deslizamiento de la superestructura sobre unos apoyos de acero inoxidable de una estructura, la cual es levantada por un sistema de gatos hidráulicos de doble acción (vertical y horizontal) que una vez izada la estructura, trasladan la misma en el sentido deseado. Después, los gatos regresan a su posición original para realizar un nuevo avance (figura 7.3)

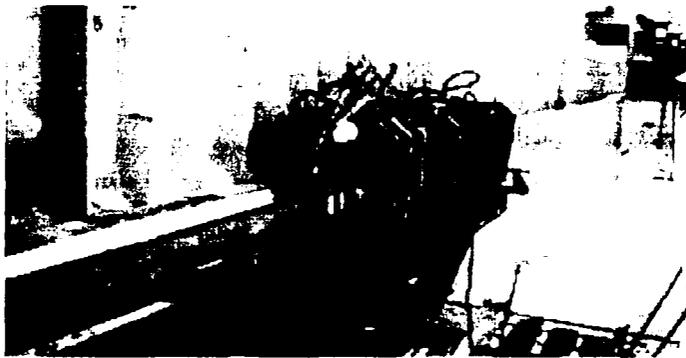


Figura 7.3 Sistema de empujado

El cajón o dovela se desliza sobre unos apoyos fabricados especialmente para el mecanismo, el objeto del mecanismo es vencer la fricción entre los apoyos y la estructura de concreto. Dicha fricción se logra disminuir colocando almohadillas de teflón entre los apoyos de acero inoxidable y el concreto, lo cual permite que el cajón se deslice con relativa facilidad.

El patio de fabricación, en ocasiones, se constituye de una losa de concreto de alta resistencia sobre la que se construirán diversos apoyos de concreto con aditamentos fijos, los cuales permitirán recibir los apoyos de deslizamiento, así como las guías correspondientes para el empujado. A su vez pasa sobre dados de concreto fabricados, con este fin, se colocan los equipos de empujado (gatos) que serán aquellos que realizarán la labor de levante y empujado.

Una vez construido este patio de fabricación y colocados los apoyos correspondientes, se arma lo que se llama la nariz de lanzado del puente (figura 7. 4), la cual es una estructura metálica calculada especialmente para el proceso de lanzado, y cuyo fin es el de disminuir o acortar el voladizo de la superestructura durante el proceso de empujado. La nariz cuenta en su extremo con unos gatos para realizar ajustes, que pudieran ser necesarios, en el momento en que la nariz llega al apoyo subsecuente

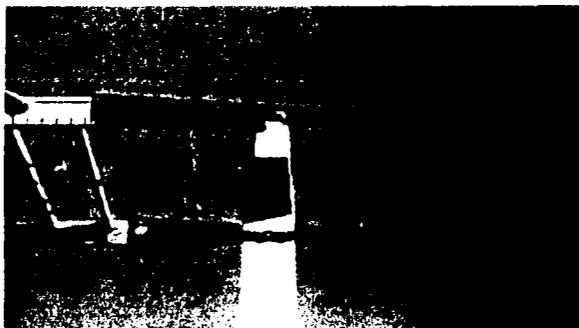


Figura 7. 4 Nariz de lanzado

En puentes atirantados de acero, si los pilones están conectados a la superestructura, todas las dovelas se construyen atrás de los estribos, sobre bancos, y posteriormente se mueven hacia delante en su posición final, en este caso, toda la superestructura, incluyendo el pilón, se lanza sobre apoyos temporales. Este método fue usado en el lanzado del puente Jülischer Street en Dusseldrf, Alemania (figura 7. 5).

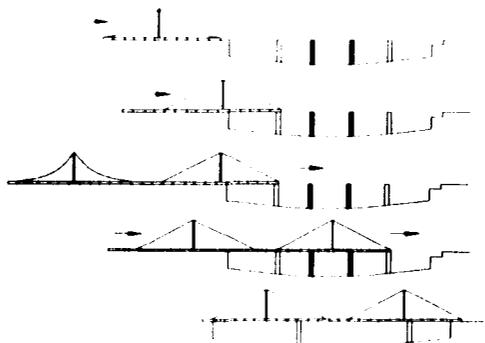


Figura 7.5 Procedimiento de erección del puente Jülischer Street en Dusseldrf, Alemania

VII. 3 Dobles voladizos

El método del voladizo es prácticamente la única solución posible para la erección de claros grandes cuando la rasante del puente se encuentra a un nivel alto desde el suelo, o el claro de navegación es muy grande de manera que los posibles apoyos intermedios obstruyeran el paso de las embarcaciones.

La erección se lleva a cabo por la construcción o instalación de cada nuevo segmento del tablero, y luego se sostiene por un nuevo cable o par de cables que equilibran su peso. Normalmente, la erección se hace desde las torres hacia los apoyos de anclaje y desde el centro del claro principal por dobles voladizos (figura 7. 6).

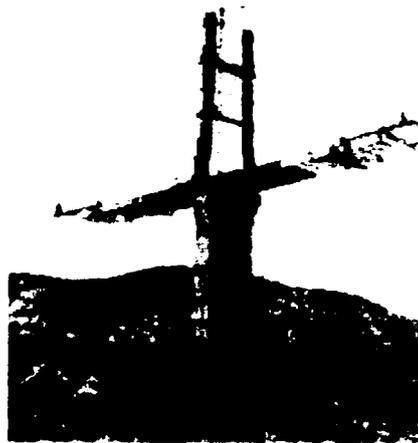


Figura 7. 6 Dobles voladizos

Para el caso de puentes atirantados con claros medios, este método es particularmente costoso, ya que el método de voladizo involucra un gran número de fases constructivas, especialmente para puentes de concreto con segmentos muy cortos.

Las desventajas son:

- El diseño es sofisticado y únicamente puede llevarse a cabo por consultores especializados en equipos y sistemas de cálculo adecuados.
- El gran número de fases alarga el tiempo de construcción, incrementando el costo original.
- El gran número de fases multiplica las operaciones básicas que son repetitivas en intervalos regulares. Por ejemplo, para el tensado de los cables siguientes, es necesario la construcción de un nuevo segmento, el cual muchas veces requiere la intervención de equipo especializado en cada etapa.
- El gran número de fases y su proceso aumenta la necesidad de numerosas verificaciones geométricas, las cuales son costosas y repetitivas.

Todo esto es caro, y el costo varía en proporción del claro, de hecho, depende del número de fases constructivas. Este costo es amortizable en el caso de puentes de gran claro, ya que no hay alternativa. Si embargo, para puentes de claros medianos este costo es bastante considerable en términos relativos y puede eliminar la solución atirantada en comparación con los puentes convencionales. Por lo cual es necesario la elección de otro método de construcción. Para el caso de puentes atirantados con claros medios, es más conveniente el uso de otros métodos de construcción, por ejemplo:

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

Todos los cables se instalan y se tensan en una sola operación, lo cual disminuye los costos del material y de la mano de obra.

VIII. CONCLUSIONES

- Los tirantes son uno de los principales elementos estructurales de un puente atirantado. Por esta razón, es esencial seleccionar con gran cuidado su tipo, material y fabricación.
- Es conveniente elegir la forma adecuada del pilón de tal manera que proporcione el mejor funcionamiento estructural, además de que brinde al puente y a sus alrededores una apariencia agradable.
- El procedimiento constructivo de la superestructura de puentes atirantados dependerá de las características de la misma, así como de las características del sitio.
- La carencia de normas mexicanas para el diseño de puentes atirantados, hace recurrir a normas extranjeras, tanto para la determinación de cargas como para el diseño del puente.
- El estudio de puentes atirantados en nuestro país es muy limitado, por lo cual resulta necesario tener especialistas, en esta rama de la ingeniería civil, que aporten sus conocimientos para el enriquecimiento de dicha área.
- La construcción de puentes especiales en nuestro país es escasa, este problema se presenta debido a la falta de recursos económicos, generando de esta manera, la construcción de puentes convencionales.
- La mayoría de los puentes atirantados en nuestro país carecen de un mantenimiento adecuado que les permita operar de acuerdo a las consideraciones realizadas durante su diseño.
- En sus orígenes, el puente era usado sólo como instrumento militar, a través del cual era posible el traslado de las tropas.

Bibliografía

1. Wittfoht, Hans., "Puentes", Ed. Gustavo Gili, España, 1975.
2. Roig, Joan., "Nuevos puentes", Ed. Gustavo Gili, España, 1996.
3. S.C.T., "Construcción de puentes en México", México, 1995.
4. Gimsing, Niels., "Cable supported bridges", Ed. Wiley, Norwich, 1983.
5. Lewis, James., "Flight theory and aerodynamics", Ed. Wiley – interscience, USA, 2000.
6. Otsuka, Hisanori., "Innovation in cable-stayed brridges", Ed. Maruzen, Japón, 1991.
7. Burke, Martin., "Bridges aesthetics around the world", Ed. TRB, USA, 1991.
8. AFPC., "La technique francaise", Ed. AFPC, Washington, 1994.
9. Merrit, Frederick., "Manual del ingeniero civil", Ed. Mc Graw Hill, México, 1999.
10. Jackson, Albert., "Fabricación de aceros al oxígeno", Ed. Urmo, España, 1966.
11. Oashi, M., "Cables for cable stayed bridges", Japón, 1991.
12. Podolny, Walter., "Historical development of cable stayed bridges", ASCE, 1972.
13. Manterola, Javier., "Cálculo de puentes atrantados", UPM, España, 1982.
14. Troitsky, M.S., "Cable-stayed bridges- Theory and design"
15. Mathivat, Jacques., "Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos.

16. Muñoz, Enrique. , "Respuesta sísmica estática no lineal de puentes", FI, UNAM, 2001.
17. Trujillo, Enriqueta. , "Procedimiento constructivo de puentes atirantados sobre la avenida Zaragoza", FI, UNAM, 1991.
18. Gutiérrez, Martina. , "La construcción de puentes", FI, UNAM, 1997.
19. Fernández, Carlos. , "Puentes y pasos elevados para carreteras y vías urbanas", Ed. Técnicos asociados, Barcelona, 1971.
20. Jamis, Fayad. , "Los puentes", Ed. Premia, México, 1981.

Páginas web consultadas:

<http://www.bridgesite.com/funand.htm>
<http://www.civil.rice.edu/bridgesproject/>
<http://www.brantacan.co.uk/bridges.htm>
<http://www.aashto.org/aashto/home.nsf/FrontPage>
<http://www.fundacion-ica.org.mx/EVOLUCION/coa2.htm>
<http://www.fundacion-ica.org.mx/EVOLUCION/puetam.htm>
<http://www.geocities.com/jescud2000/lospuentes/pontstirante.htm#tirantes>
<http://www.matsuo-bridge.co.jp/english/bridges/index.shtml>
<http://www.mexpresa.com/catalogo/procedimientosconstructivos.htm#atirantados>
<http://www.civila.com/Profesionales/ftabares/puentes.htm>
<http://www.bridgesite.com/bridgephoto.htm>
<http://www.altavista.com>
<http://www.unam.mx>
<http://www.unam.mx/servicios/bibliotecas.html>
<http://www.google.com>
<http://www.capufe.gob.mx/>
<http://www.sct.gob.mx/>