

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO DE PUENTES DE CABLE ATIRATADO

Diego Castellanos Gutiérrez

Guatemala
2007

DISEÑO DE PUENTES DE CABLE ATIRANTADO

**UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

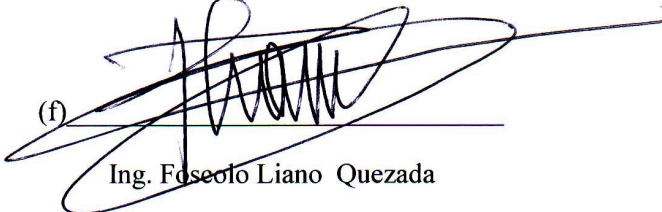


DISEÑO DE PUENTES DE CABLE ATIRATADO

**Trabajo de Investigación presentado por
Diego Castellanos Gutiérrez
para optar al Grado Académico de
MAESTRO DE CIENCIAS EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**


Guatemala
2007

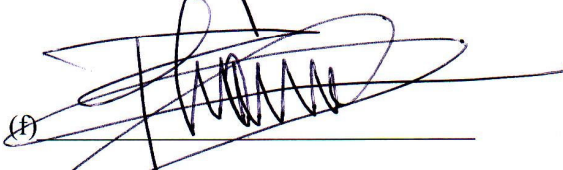
Vo. Bo.:

(f) 
Ing. Foseolo Liano Quezada
Asesor

Tribunal:

(f) 
Ing. Alejandro Maldonado Lutomirsky

(f) 
Arq. Francisco Alberto Lizama Bautista

(f) 
Ing. Foseolo Liano Quezada

CONTENIDO

PREFACIO	v
LISTA DE FIGURAS	ix
RESUMEN	xiii
I. INTRODUCCIÓN	1
II. OBJETIVOS	2
III. REFERENCIA HISTÓRICA Y SISTEMAS ESTRUCTURALES	3
A. Referencia histórica de puentes con sistemas de cables	3
1. Puentes colgantes.....	3
2. Puentes de cables atirantados	6
B. Elementos estructurales de puentes de cables atirantados	10
1. Configuración general del sistema.....	10
2. Configuración de cables atirantados.....	11
3. Superestructura.....	15
4. Torres.....	19
5. Cimentación.....	22
C. Tecnología de cables atirantados	23
1. Cables.....	23
2. Anclajes.....	25
3. Protección de los cables.....	30

D. Casos análogos de puentes de cables atirantados.....	31
1. Puentes de acero.....	31
2. Puentes de concreto reforzado.....	35
3. Puentes compuestos.....	37
E. Significación arquitectónica y vanguardista de los puentes.....	38
1. Elementos de significación arquitectónica.....	38
2. Iconografía y descripción vanguardista.....	39
3. Iconología y descripción arquitectónica.....	40

IV. CRITERIOS DE DISEÑO

A. Parámetros de diseño.....	42
1. Introducción.....	42
2. Influencia de la configuración de los cables.....	42
3. Influencia de la inercia de la losa.....	43
4. Influencia de la inercia de la torre en las fuerzas de primer orden.....	44
5. Influencia de las conexiones entre la torre y la losa.....	45
B. Análisis estático.....	46
1. Consideraciones generales.....	46
2. Cargas estáticas o permanentes.....	48
3. Idealización de la estructura tridimensional.....	50
4. Cables.....	51
5. Torre.....	55
6. Diseño de la losa.....	57
C. Análisis dinámico.....	59
1. Introducción.....	59
2. Frecuencias naturales y principales modos de vibración.....	60
3. Comportamiento aerodinámico.....	61
4. Consideraciones de serviciabilidad.....	67

5. Comportamiento sísmico.....	68
V. PROYECTO	
A. Estudio de sitio y configuración de puente.....	69
B. Configuración constructiva y de materiales.....	75
C. Modelo estructural.....	78
D. Análisis estructural e integración de cargas.....	82
E. Diseño estructural.....	86
F. Detalles principales.....	91
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	94
VII. BIBLIOGRAFÍA.....	98
VIII. ANEXOS.....	99

PREFACIO

El tema de este trabajo de tesis surgió durante el desarrollo del curso de Puentes impartido por el Ing. Foscolo Liano. En dicho curso se elaboró un proyecto final, el cual consistía en el diseño, presupuestación y planificación de un puente de mediana longitud. El proyecto en mención, se presentó formalmente al final del curso en conjunto con otras soluciones. La solución propuesta por el autor consistió en un puente de cable atirantado. En posteriores conversaciones con el catedrático del curso y el director de maestría se concluyó, que el tema de tecnología de cables atirantados necesita un impulso para su desarrollo en el medio.

En Guatemala las principales tecnologías en la construcción de puentes corresponden a la del concreto reforzado, estructuras metálicas de armadura y el concreto preesforzado. La tecnología de cables atirantados es escasamente utilizada, no por falta de recursos, sino por falta de material teórico de apoyo. A nivel mundial los puentes de cables atirantados toman varios matices en su concepción, uno de ellos es el arquitectónico, puesto que estéticamente hablando, los puentes de este tipo tienen un profundo significado de identidad y modernidad de los lugares donde se construye.

Se extiende un agradecimiento a las personas que colaboraron en este trabajo de tesis, en especial al Ing. Milton Matus Izaguirre, el Ing. Franklin Matzdorf Monroy y el Ing. Foscolo Liano.

LISTA DE FIGURAS

Figura	Pagina
1. Transmisión de cargas en puentes colgantes	3
2. Puente de Clifton sobre el Río Ohio, en Wheeling, Virginia.	3
3. Puente de las cascadas del Niágara en Estados Unidos, 1855	4
4. El puente de Brooklyn, Estados Unidos 1883	4
5. Puente sobre el Río Saone en Lyon, Francia, 1888	5
6. Puente Bonhomme sobre el Río Blavet, Marbihan, Francia, 1904	5
7. Puente de madera diseñado por Löcher en 1874	6
8. Puente Drybourgh, Inglaterra, 1817	6
9. Puente Cassagne, Francia, 1907	7
10. Puente Lezardrieux, Francia, 1925	8
11. Sistema de cables atirantados por Dischinger, Alemania, 1925	8
12. Puente Stromsund, Suecia, 1955	8
13. Puente Theodor Heuss, Alemania, 1958	9
14. Puente Friedrich Ebert, Alemania, 1967	9
15. Sistemas portantes	10
16. Numero de planos	11
17. Tipos de planos laterales	12
18. Tipos de planos laterales	13
19. Tipos de vigas principales de acero más comunes en la cubierta	16
20. Tipos de vigas principales de concreto más comunes en la cubierta	17
21. Tipos de armaduras en cubiertas	18
22. Tipos de torres	19
23. Influencia de los calves en los momentos transversales de la torre	20
24. Detalle de anclajes exteriores e interiores	22

25.	Principales tipos de cables	23
26.	Capacidad de las barras normales	24
27.	Capacidad de los cables en hebra	25
28.	Capacidad de los “locked coil”	25
29.	Anclaje DYWIDAG para cables de barras paralelas	26
30.	Anclaje BBRV	26
31.	Anclaje DINA	27
32.	Anclaje BBRV-HiAM y tabla de dimensiones de anclajes	27
33.	Anclajes para cables en hebras	28
34.	Anclajes para cable locked coil	29
35.	Tipos de anclaje de cable en la cubierta	29
36.	Elevación y secciones del puente Saint Nazaire en Francia	32
37.	Arreglo general de puente Rokko	33
38.	Fuente de puente Rokko	38
39.	Arreglo general de puente Bonn Nord	34
40.	Arreglo general de puente Rheinbridge Dispolsau	35
41.	Arreglo general de puente Sunshine Skyway	36
42.	Arreglo general de puente Annacis Island	37
43.	Vista del puente Annacis Island	38
44.	Elemento iconográfico guatemalteco	40
45.	Dos factores arquitectónicos del puente	41
46.	Transmisión de cargas estáticas de la superestructura por medio de cables	46
47.	Diagrama de flujo para diseño de puentes de cable atirantado	47
48.	Carga viva uniformemente distribuida	49
49.	Porcentaje de carga para puentes multi carriles	49
50.	Modelo tridimensional de el puente Zarate-Brazo Largo	50

51.	Acortamiento de los tirantes calculados de las deformaciones de la torre y el deck	53
52.	Diagrama de dimensionamiento por fatiga	52
53.	Fuerzas introducidas a la superestructura por el viento	53
54.	Coefficientes C_t , C_n y C_m en función de la forma del deck y del ángulo α	62
55.	Deck sin deflectores de viento	63
56.	Deck con deflectores de viento	63
57.	Gráficos de relación de la velocidad crítica y el coeficiente ε .	64
58.	Gráficos de relación corrección del coeficiente η	65
59.	Coefficiente de arrastre de los cables en base al número Reynolds	65
60.	Aceptabilidad de vibraciones con base a la aceleración y frecuencia	66
61.	Ubicación del proyecto en el contexto nacional	68
62.	Vías de comunicación del departamento de Zacapa	69
63.	Ríos del departamento de Zacapa	69
64.	Clima del departamento de Zacapa	70
65.	Planta y elevación de la ubicación del puente	70
66.	Configuración de los tirantes en conjunto con el deck	72
67.	Detalle de anclaje exterior a usarse	75
68.	Tabla de propiedades modificadas para comportamiento de cables	78
69.	Modelado de columna en SAP	79
70.	Modelado de viga conectora de torre en SAP	79
71.	Tabla de SAP para modelado de losa como elemento finito	80
72.	Tabla de SAP para modelado de vigas de superestructura	80
73.	Carga viva uniformemente distribuida	81
74.	Integración de cargas permanentes y vivas	81
75.	Definición de espectro de respuesta	82

76.	Definición de parámetros y aplicación de carga de espectro	82
77.	Definición de parámetros para carga modal	83
78.	Coeficientes C_t , C_n y C_m	83
79.	Estimación de la presión del viento	84
80.	Porcentajes de acero en vigas de superestructura	87
81.	Diseño de vigas de superestructura con ACI 318-02	87
82.	Porcentajes de acero en torre	88
83.	Diseño de torre con ACI 318-02	88
84.	Estimación de esfuerzos de trabajo del suelo	89
85.	Diseño de losa y vigas conectoras	89
86.	Dimensiones de anclaje de sistema Freysinnet	90
87.	Armado de viga transversal de superestructura	91
88.	Armado de columnas de la torre	91
89.	Armado de cimentación	89
90.	Modo 1: periodo de 1.2 segundos	98
91.	Modo 2: periodo de 0.36 segundos	98
92.	Modo 3: periodo de 0.33 segundos	99
93.	Modo 4: periodo de 0.32 segundos	99
94.	Deformación por viento	100
95.	Deformación por carga viva	101
96.	Diagrama de momentos en la superestructura por carga viva y muerta	101
97.	Diagrama de cargas axiales por carga viva	102
98.	Diagrama de corte por carga viva.	102

RESUMEN

Para este trabajo de tesis se investigó bibliográficamente los antecedentes históricos y tecnológicos de puentes con sistemas de cables atirantados. Esta investigación incluyó la descripción de los elementos integrales de dichos puentes tales como la superestructura, las torres, los cables etc. Se investigó también, casos análogos de puentes construidos y sus esquemas de solución. Posteriormente se sintetizaron los criterios de análisis y diseño estructural para puentes considerando las principales cargas permanentes, sísmicas y de viento así como los parámetros para el análisis estático, dinámico y el modelo informático

Finalmente se propuso un proyecto arquitectónica y estructuralmente factible de construirse en el contexto nacional, de costos balanceados, de estética vanguardista y de estructura portante no tradicional y sismorresistente. Se presentó la memoria de cálculo del programa para computadora S.A.P. que mostró todos los pasos seguidos en el análisis y diseño estructural junto con las aplicaciones de criterios y cargas. Se presentó la propuesta de planificación de los principales elementos estructurales.

I. INTRODUCCIÓN

Los puentes de cable estabilizado son aquellos en los que los elementos fundamentales de la estructura resistente son los tirantes. Los tirantes son cables rectos que sostienen la estructura de rodadura vehicular. Estos cables se apoyan en las torres que transmiten las cargas al suelo. Este sistema ampliamente utilizado a nivel mundial es considerado como vanguardista, debido a que utiliza tecnología punta desde el punto de vista ingenieril y arquitectónico.

En Guatemala la tecnología de estructuras sustentadas de cables se encuentra en sus etapas iniciales. Aunque existen algunos ejemplos de estas estructuras, específicamente los puentes colgantes, los mismos no se han utilizado a su máximo desempeño. Como principal potencial desde el punto de vista de la ingeniería podemos mencionar que los puentes cubren grandes luces sin apoyo intermedio. Como potencial arquitectónico se incluye la identidad nacional al expresar la tecnología y desarrollo con proyectos iconográficos representativos.

Este trabajo consiste en una propuesta preliminar de diseño de un puente de cable atirantado. La propuesta estará basada en la factibilidad constructiva. Para tal objetivo se estudiarán inicialmente los antecedentes históricos y tecnológicos. Posteriormente se sintetizarán los criterios de diseño conforme a bibliografías y casos análogos. El análisis y diseño estructural se elaborará con el auxilio de software especializado. Finalmente se hará una propuesta presentando para tal efecto, detalles de los principales elementos estructurales.

II. OBJETIVOS

A. General:

- Promover las bases teóricas para la construcción de puentes vehiculares atirantados, factibles para el medio guatemalteco.

B. Específicos

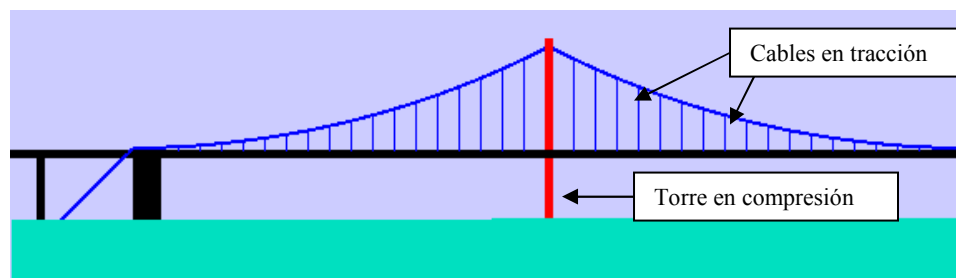
- Investigar los antecedentes históricos – tecnológicos de puentes con sistemas de cables atirantados.
- Investigar los sistemas de puentes atirantados analizando sus elementos integrales.
- Sintetizar los criterios de análisis y diseño estructural para puentes de cable estabilizado.
- Proponer un proyecto preliminar de diseño que considere los aspectos fundamentales en el diseño de puentes atirantados.
- Analizar y diseñar la estructura considerando un modelo informático que tome las condiciones básicas de los puentes atirantados.

III. REFERENCIA HISTÓRICA Y SISTEMAS ESTRUCTURALES

A. Referencia histórica de puentes con sistemas de cables.

1. Puentes colgantes. Los primeros puentes de cable estabilizado surgieron con una combinación del sistema de puentes colgantes. En los puentes colgantes, los cables en forma de catenaria soportan la plataforma de paso a través de ganchos o cables verticales. El sistema anterior transmite las cargas hacia las torres y/o apoyos mediante el mecanismo de tracción pura, como se muestra en la siguiente ilustración.

Figura 1: Transmisión de cargas en puentes colgantes.



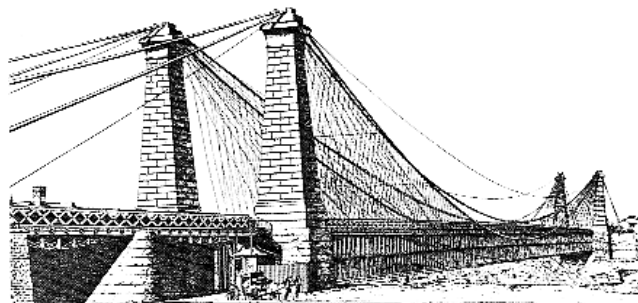
Aunque los puentes colgantes se usaban desde el periodo antiguo básicamente como puentes tipo “hamaca”, es hasta en 1846 que el ingeniero John Roebling construyó el primer puente colgante en el mundo sobre el río Ohio en Wheeling, Virginia, Estados Unidos. Tiene un tramo central de 308 metros.

Figura 2: Puente de Clifton sobre el río Ohio, en Wheeling, Virginia.



En diseños posteriores Roebling, introdujo el uso de cables atirantados diagonales en conexión con armaduras rígidas en el mismo plano que los cables colgantes principales. El propósito era proveer rigidez, de manera económica, a la superficie de paso ante la acción acumulativa de la oscilación provocada por el viento. La aplicación de dicha combinación de métodos fue empleada en el puente de las Cascadas del Niágara en 1855. Roebling también sustituyó las cadenas de suspensión por un sistema de cables de acero. El puente del Niágara alcanzó un tramo central de 280 metros y la carga fue soportada entre los cables parabólicos y un extenso sistema de cables radiales. Esta aplicación de atirantamiento proveyó la rigidez requerida para el paso de trenes a gran velocidad y la estabilidad contra la acción del viento.

Figura 3: Puente de las cascadas del Niágara en Estados Unidos, 1855



En 1883 tomó lugar la construcción más notoria de esta era, el famoso puente de Brooklyn en Nueva York. Diseñado por Roebling, usó los mismos principios que el puente del Niágara, pero tomó ventaja de la capacidad adicional de carga suministrada por los cables atirantados como mecanismo de redundancia, en el cual afirmaba que si fallaba el sistema colgante el puente se hundiría al centro pero no colapsaría. La construcción tiene un tramo central de 486.50 metros y un largo total de 1059.50 metros.

Figura 4: El puente de Brooklyn, Estados Unidos 1883.



Una combinación más formal de los sistemas atirantados y colgantes fue construido por Arnodin en Francia a mediados del siglo XIX. En este método, los tirantes diagonales radiaban desde la parte alta de las torres, sin ganchos verticales en este intervalo, mientras que la parte central era sostenida por los cables colgantes con ganchos. Este arreglo reducía las deflexiones y peralte en las vigas de rigidez, aunque distorsionaba la curva catenaria de los cables, pero reducía la cantidad de carga sobre ellos. Los tirantes diagonales se extendían desde las torres a un cuarto del tramo a cubrir.

Los puentes “mixtos”, no tuvieron una amplia aplicación posterior debido a la imperfección estética y debido a que el sistema era menos satisfactorio que los dos sistemas independientes. Aun así Arnodin Construyó un puente sobre el Río Saone, con una longitud total de 121 metros.

Figura 5: Puente sobre el Río Saone en Lyon, Francia, 1888.



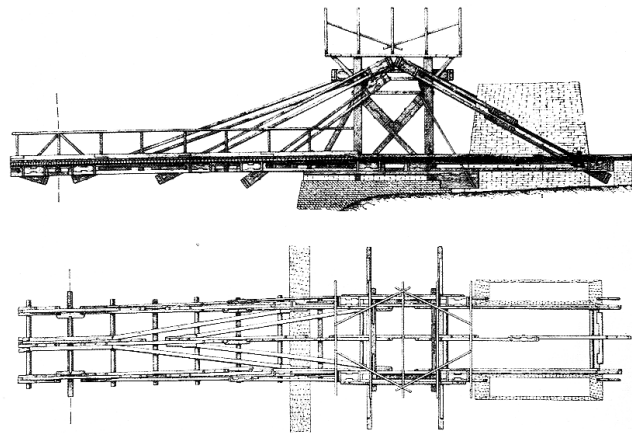
En 1904 Arnodin construyó sobre el Río Blavet, el puente Bonhomme con una longitud total de 237 metros y un tramo central de 163 metros. El tramo principal fue dividido en tres partes, la parte central soportada por 5 cables continuos en cada lado, y los lados soportados por cinco cables diagonales.

Figura 6: Puente Bonhomme sobre el Río Blavet, Marbihan, Francia, 1904.



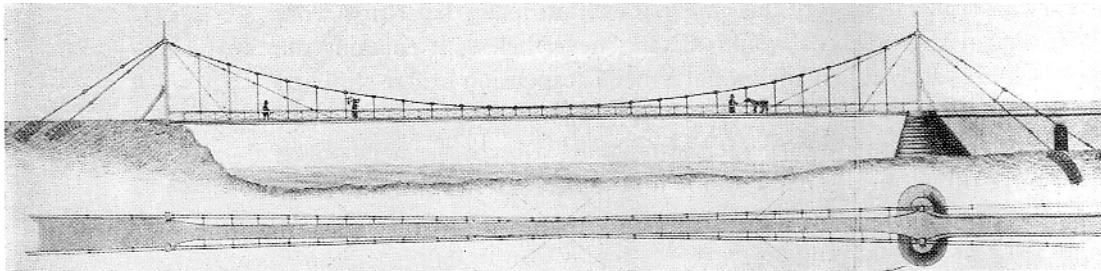
2. Puentes de cables atirantados. El uso de cables como sistema estabilizador surge de la idea de soportar una viga por medio de sogas o cadenas que se apoyan en un mástil o torre. En algunas regiones tropicales del mundo antiguo se utilizaban puentes atirantados con sogas inclinadas ancladas en los árboles. Los primeros indicios de uso de este sistema como puente formal se observan en el diseño de Inmanuel Löcher, un carpintero alemán, que proyectó en 1784 un puente de madera con tirantes de madera enlazados a una torre.

Figura 7: Puente de madera diseñado por Löcher en 1784.



El sistema de cadenas inclinadas fue adoptado en la construcción del puente Dryburgh Abbey sobre el río Tweed River en 1817. Tenía una longitud de 79.3 metros y 1.2 metros de ancho. Durante su funcionamiento el puente presentaba vibraciones cuando lo cruzaban los peatones, y el movimiento de las cadenas era fácilmente acelerado. En 1818, después de seis meses de su construcción, fue derribado por un fuerte vendaval.

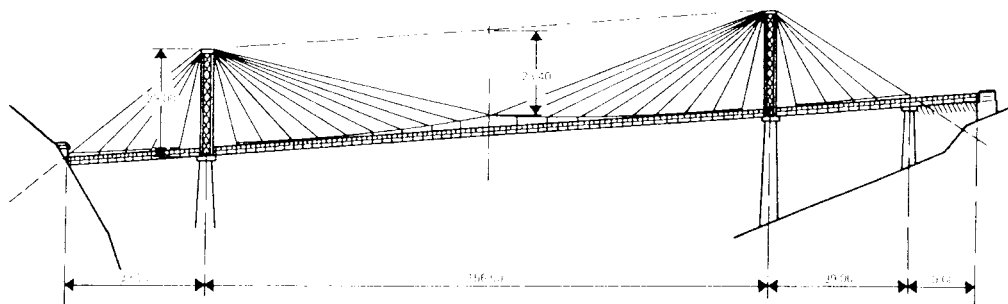
Figura 8: Puente Dryburgh, Inglaterra, 1817.



Es importante mencionar que los primeros puentes atirantados poseían defectos estructurales en su construcción, tales como secciones insuficientes en los cables e insuficiente tensado, esto aunado a que los ingenieros del siglo XIX no estaban en la capacidad de calcular las fuerzas en los cables inclinados correctamente, y por lo tanto subestimaban la influencia del comportamiento hiperestático y la deflexión de los tirantes. Por tal razón los puentes con sistema atirantados cayeron en desuso. Fue hasta mediados del siglo XX con la introducción de los cables tipo “wire”, el acero de alta resistencia y el desarrollo de la teoría estructural, que fue posible reintroducir el sistema atirantado.

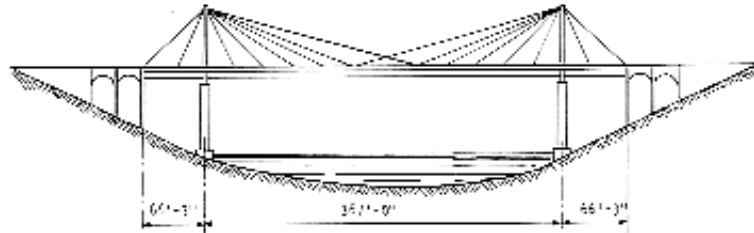
La primera solución racional de puentes de cable atirantado que satisficieron la rigidez y economía necesaria, fue propuesta por el ingeniero francés Gisclard en 1899. El arreglo de cables horizontales y verticales presentaba una geometría estable de armadura. Los cables horizontales no transmitían la componente horizontal hacia las vigas de rigidez. La aplicación de este método puede apreciarse en el puente Cassagne, que tenía un tramo central de 156 metros.

Figura 9: Puente Cassagne, Francia, 1907.



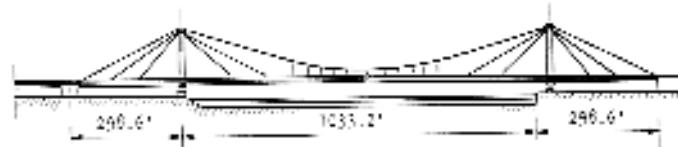
Aplicando los conceptos de Gisclard el ingeniero francés Leinekugel le Cocq propuso un puente de cables inclinados y transferir las componentes horizontales de dichos cables hacia las vigas de rigidez. Este sistema comprobó ser económico y además producía pequeñas deformaciones. El ejemplo de esta técnica es el puente Lezardrieux sobre el río Trieaux. Fue construido en 1925, y es considerado como el primer puente moderno de cables atirantados con un sistema tipo “ventilador”.

Figura.10: Puente Lezardrieux, Francia, 1925.



En 1938 Dischinger introdujo tirantes en el diseño del puente colgante ferroviario sobre el río Elbe en Hamburgo, Alemania. Con un tramo central de 753 metros, Dischinger utilizó cables atirantados trenzados de alta resistencia, con el objetivo de reducir las deflexiones y suavizar el efecto visual hacia el puente. Las investigaciones de Dischinger demostraron que la estabilidad aerodinámica puede ser lograda combinando suspensión y cables atirantados. Un requisito indispensable de los tirantes es la tensión inicial.

Figura 11: Sistema de cables atirantados por Dischinger, Alemania, 1925.



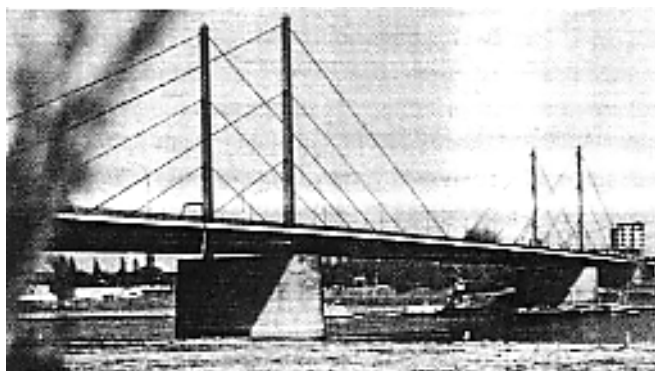
Posterior a la segunda guerra mundial y debido a la consiguiente destrucción, en Alemania se propusieron competencias para reconstruir los puentes a lo largo el río Rín. En 1955 la firma alemana Demag, en colaboración con Dischinger, diseñaron el puente Stromsund en Suecia, el cual es considerado el primer puente moderno de cables atirantados.

Figura 12: Puente Stromsund, Suecia, 1955.



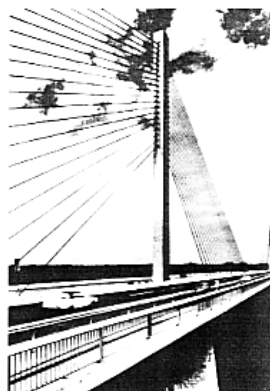
Posterior a este puente, el éxito de los cables atirantados fue progresivamente reconocido y explotado en todo el mundo. Primeramente se utilizaban un par de arreglos de tirantes. Posteriormente en Dusseldorf, Alemania, el profesor de arquitectura Tamms, insistió en el reemplazo de los puentes destruidos en la segunda guerra mundial, por puentes de cable atirantado con una configuración en forma de “arpa”. Situación que puede observarse en el puente Theodor Heuss, construido en 1958.

Figura 13: Puente Theodor Heuss, Alemania, 1958.



El uso de este nuevo tipo de estructura se extendió lentamente a otros países. El arquitecto e ingeniero Morando diseñó varios puentes de cable estabilizado en concreto reforzado y pretensado. Sin embargo debe señalarse que los puentes con un par de tirantes no explotan las ventajas de las estructuras sustentadas por cables. H. Hombert reconoció este hecho y en 1967 diseñó el innovador puente Friedrich Ebert en Bonn. El espaciamiento de 7 a 15 metros de los cables facilitó la construcción del puente además permitió el incremento de la luz central.

Figura 14: Puente Friedrich Ebert, Alemania, 1967.



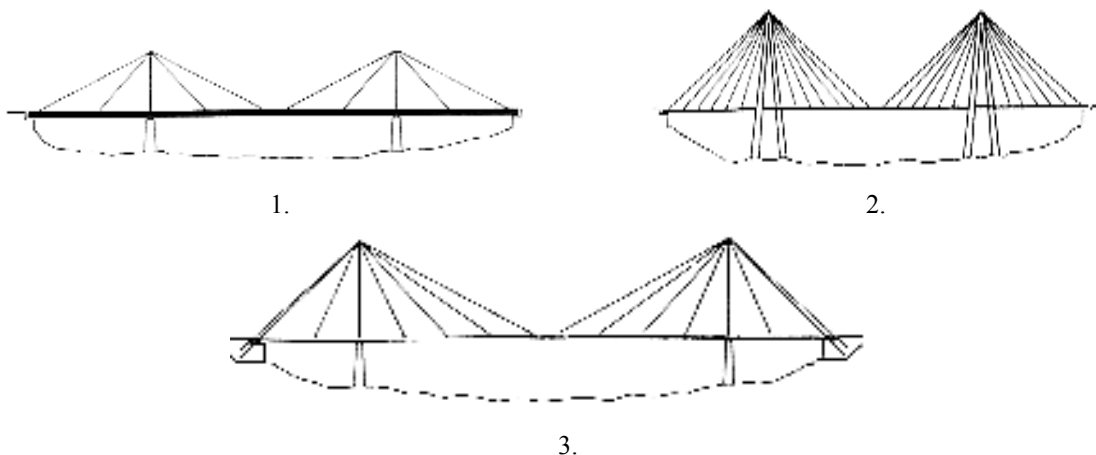
B. Elementos estructurales de puentes de cable atirantados.

1. Configuración general del sistema. Existen distintos sistemas de transferencia de carga en los puentes de cable atirantado, los primeros sistemas consistían en una cubierta muy rígida y un reducido número de tirantes que actuaban como apoyos elásticos en áreas donde no es posible colocar columnas. Las columnas eran flexibles, y por lo tanto eran sometidas a momentos pequeños. La construcción sin embargo, sería económicamente prohibitiva en las condiciones actuales. Ver figura 15 inciso 1.

Otro posible sistema es caracterizado por columnas muy rígidas que absorben los momentos por carga viva. La cubierta es sujeta a momentos moderados, especialmente si los cables no están muy separados. El resultado es una sección de cubierta esbelta, donde las dimensiones son en función de los momentos y fuerzas directas. Esta solución es apropiada en puentes multi tramos. Ver figura 15 inciso 2.

Los cables atirantados pueden ser elementos estabilizadores en la estructura, para lograr tal objetivo es necesario que las columnas y la cubierta sean flexibles para que los cables transmitan las fuerzas hacia los “muertos” o malecones de gravedad. Este sistema necesita de dos columnas y dos enfoques para el tensado final de los cables portantes. Ver figura 15 inciso 3.

Figura 15: Sistemas portantes: 1. Sistema con cubierta rígida, 2. Sistema con columnas rígidas y 3. Sistema con cables atirantados portantes.



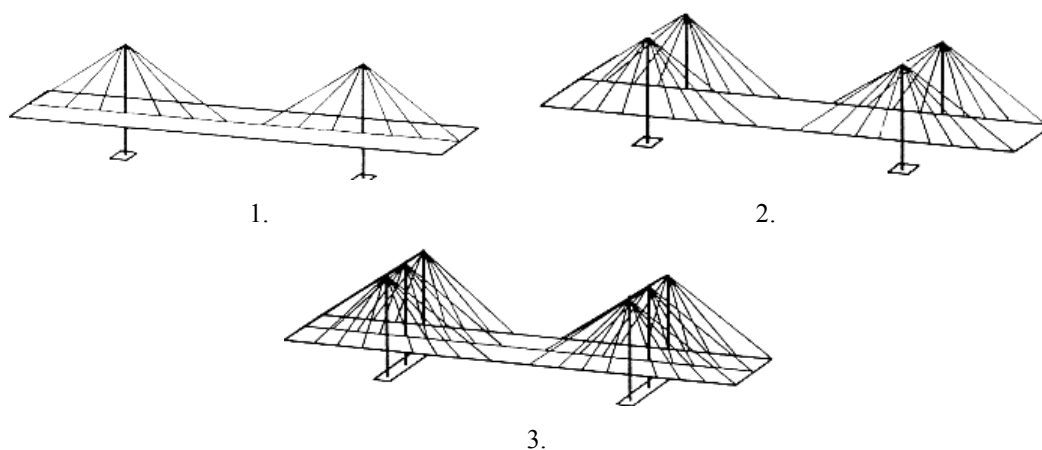
2. Configuración de cables atirantados

a. Consideraciones generales. La configuración de los cables atirantados es fundamental en el diseño del puente debido a que influye en el desempeño estructural, el método de construcción y la economía.

La mayoría de puentes de cable atirantado en la actualidad poseen en la dirección transversal dos planos de cables, generalmente en los lados de la cubierta. Aunque, recientemente se han construido exitosamente puentes con un solo plano central. En realidad es posible planificar soluciones utilizando 3 ó más planos con el objeto de reducir las fuerzas transversales cuando la cubierta es muy ancha. Sin embargo esta posibilidad es raramente utilizada.

b. Número de planos. Los principales sistemas son: plano central, dos planos laterales y tres planos.

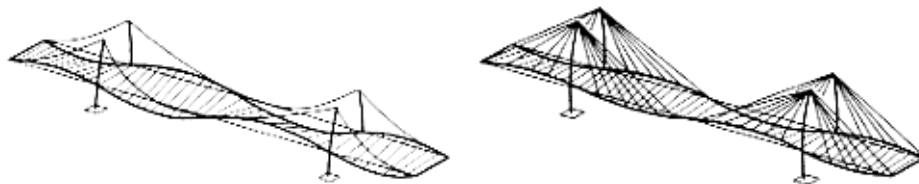
Figura 16: Número de planos: 1. Plano central 2. Dos planos laterales y 3. Tres planos.



El aspecto más notable de los planos centrales es sin duda el estético, esto debido a la presencia de un plano simple de cables evita cualquier cruce visual de los tirantes, dando a la estructura una innegable elegancia. Aunque para ello, se necesita cubiertas con secciones más rígidas que contribuyen contra la torsión, reducción de momentos de segundo orden y la estabilidad aerodinámica. La desventaja de un deck rígido se presenta en los tramos largos debido a que las columnas requieren una altura considerable y por lo tanto un ancho proporcional en la base.

La mayoría de puentes de cable estabilizado construidos a la fecha poseen un sistema de soporte lateral. Los arreglos de los planos se ilustran en la figura siguiente.

Figura 17: Tipos de planos laterales.



1. Sistema convencional lateral. 2. Sistema con suspensión vertical lateral.



3. Sistema con torres en forma de A.

Los puentes convencionales laterales poseen baja rigidez a flexión, es por lo tanto necesario evitar las deformaciones excesivas bajo los efectos del viento o cargas excéntricas. El izado de los cables requiere el método de enrollado desarrollado por Roebling, el cual es complicado. La cubierta debe ser construida desde el centro del tramo. A pesar de lo mencionado, los puentes son usados actualmente para tramos muy largos.

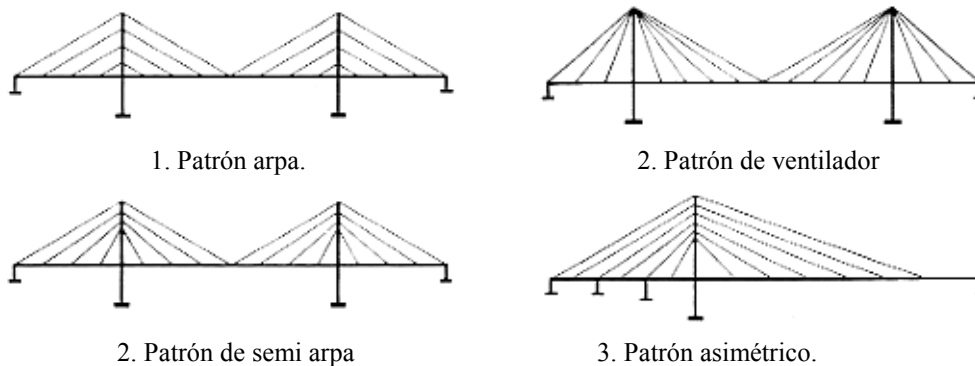
En los puentes con suspensión vertical lateral, los cables están en tensión casi rectilinear, asegurando una conexión más rígida entre las columnas y la cubierta. Las deformaciones últimas son debidas a las vibraciones y tensiones moderadas de los cables, así como las deformaciones de las columnas. La suspensión vertical no alcanza ningún problema de espacio arriba de la cubierta. El ancho de la cubierta depende de la distancia mínima requerida por los brazos de las torres, aunque es posible evitar esta limitante colocando los brazos fuera de la cubierta y más allá del plano de los tirantes, siendo necesario balancear la flexión de la torre introducida por la desviación de los cables. El izado de las torres consistentes en brazos verticales es simple y económica.

La rigidez y estabilidad de la estructura puede ser mejorada con el uso de torres o pilones en forma de “A”, con los brazos conectados en la cima. La cubierta y los dos planos de tirantes inclinados se comportan como una sección rígida en flexión, lo cual reduce la rotación del sistema. La suspensión inclinada puede incrementar los problemas de espacio en la dirección transversal, lo que repercute en un incremento de la sección de la cubierta. El izado de las torres con forma de “A”, es generalmente mas complicado que las torres verticales. La suspensión lateral con este sistema es recomendado para puentes con tramos muy largos donde la estabilidad aerodinámica es prioritaria.

Para puentes con cubiertas muy anchas, que son sujetas a fuerzas de momento transversales muy grandes, es práctico el uso de sistemas de tres planos, en lugar de utilizar cubiertas muy costosas con un menor número de planos de suspensión.

c. Configuración longitudinal. La configuración transversal puede verse en la siguiente figura.

Figura 18: Tipos de planos laterales.



El patrón de arpa no es el mejor desde el punto de vista estático o económico, pero el mismo tiene belleza estética por el constante ángulo paralelo de los cables, que da al espectador una sensación de simetría.

Por otra parte en el patrón de “ventilador”, todos los tirantes parten en grupo desde la cima de las torres. Una de las ventajas que ofrece este patrón, es que el peso de los cables es sustancialmente bajo comparado con el patrón de arpa, ya que posee una mejor pendiente de los tirantes. La fuerza horizontal inducida por el cable a la

cubierta es menor además de que la flexión longitudinal de las torres es menor. La flexibilidad de la estructura es favorable en los movimientos horizontales de la cubierta e incrementa la estabilidad sísmica. La gran capacidad de los cables exteriores, anclados a las primeras pilas, reduce las deflexiones en las torres. Una de las desventajas del patrón de “ventilador” es la estética, esto debido al efecto óptico del cruce de cables. Otra desventaja es la zona de convergencia de los cables en la torre, debido a que esta zona se encuentra sujeta a grandes esfuerzos y los métodos de construcción para la misma son complicados y costosos.

Una solución intermedia entre el padrón ventilador y el arpa consiste en el patrón semi arpa, el cual combina las ventajas de ambos sistemas. Para tal objetivo los tirantes se colocan a lo largo de la parte superior de la torre, dejando de esta manera, suficiente espacio para un buen diseño de anclaje. Los cables situados cerca de la torre se encuentran más inclinados que una configuración en arpa, obteniendo así, una menor rigidez de la conexión horizontal entre las torres y la cubierta, rigidez que puede ser una desventaja.

Los arreglos asimétricos son necesarios cuando las condiciones topográficas, o de luces asimétricas, requieren cruzar un obstáculo con un solo tramo. Esto sin la posibilidad de balancear la estructura con un con una bahía posterior. En este caso es mejor adoptar el uso de cables de anclaje como sistema de suspensión.

d. Espaciamiento de los tirantes. Como se mencionó en la referencia histórica, los puentes de cable atirantados con múltiples cables son los más utilizados en la era contemporánea. Una de las razones es que un gran número de apoyos elásticos moderan la flexión longitudinal en la cubierta durante la construcción y la operación. Los cables individuales poseen menos sección, además que simplifican la instalación y anclaje, posibilitando también un reemplazo de tirantes más sencillo cuando las condiciones de mantenimiento lo requieren. Estos principios se observan en los puentes de gran longitud (de cientos de metros), donde los cables múltiples son la única solución.

El espaciamiento de los tirantes depende de varios factores, en particular del ancho y forma de la cubierta. Cuando la cubierta es de concreto o de concreto y acero, es posible sostener la construcción por colocado de sección y atirantado de la misma, siendo no necesario un espaciamiento cercano de cables. Se puede, por lo tanto, asumir separaciones de 15 a 25 metros. Por otra parte cuando la cubierta es de concreto, espaciamientos de 5 a 10 metros puede ser esencial en estructuras con tramos largos. La elección de espaciamiento depende también del equipo de izado. Cuando la cubierta es construida con secciones prefabricadas, es necesario aplicar preesfuerzo durante el izado con el fin de mantener las secciones juntas. Sin embargo, si la cubierta es preparada “in situ”, es posible usar los tirantes para que actúen como apoyos y así evitar el preesfuerzo de izado.

3. Superestructura

a. Consideraciones generales. Como se mencionó en la referencia histórica, el primer puente de cable atirantado moderno tenía un reducido número de tirantes y las distancias entre soportes elásticos eran largas. Era por lo tanto necesario una cubierta muy rígida, generalmente de acero. Con la aparición de puentes con múltiples tirantes se favoreció el desarrollo de cubiertas de concreto y la necesidad de cubiertas muy rígidas desapareció.

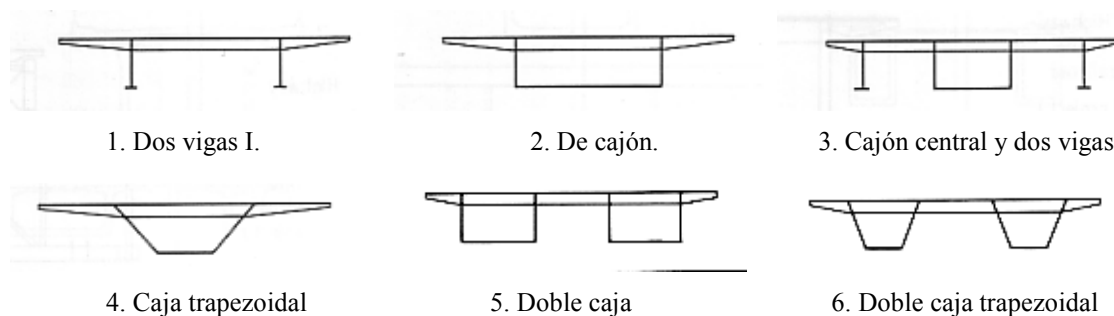
Como se verá en los criterios de diseño, los momentos longitudinales se incrementan cuando la cubierta es más rígida, razón por la cual es apropiado diseñarlas lo más flexible posible. Este hecho desarrolló puentes de cable atirantados con secciones transversales muy delgadas, donde el factor de esbeltez (h/l) es del orden de 1 a 500. Sin embargo, la rigidez óptima no depende solamente de la separación de los cables. El método de suspensión y el ancho del puente son importantes. En el caso de puentes con suspensión central es esencial una rigidez torsional alta, donde generalmente se seleccionan secciones de cajón o marcos cerrados de concreto o acero. Para puentes con múltiple suspensión lateral es posible configurar cubiertas flexibles ya que los momentos longitudinales son relativamente bajos y no es necesaria una rigidez torsional alta. Las dimensiones mínimas son dadas por los momentos transversales y por las cargas puntuales inducidas en los anclajes.

Estos dos efectos inciden (transversal y longitudinal), en el diseño de la cubierta, y en la práctica es difícil hallar un balance entre ambos. Es por ello que la suspensión axial es más factible y lógica.

b. Cubiertas de acero. El metal provee una respuesta óptima a la demanda de economía en el uso de materiales. De hecho es posible limitar su valor de peso propio a un quinto que el peso de las cubiertas de concreto. Aun así, el uso del acero es dos a cuatro veces más caro que construir con concreto.

Los puentes construidos con acero se dividen en dos tipos: los construidos con vigas I, y los que utilizan sistemas de vigas de cajón cerrado. Las vigas I o WF con placa de cubierta, ofrecen la ventaja de que los momentos de inercia de la sección pueden encajar con los momentos requeridos por la envolvente, minimizando el peso del acero. La solución con vigas I o WF no es necesariamente la más económica. Las vigas de cajón a menudo tienen porciones del tramo donde debe mantenerse un espesor mínimo con el fin de prevenir las deflexiones y corrosión, aunque el momento de inercia requiera un espesor menor. Las vigas de cajón ofrecen gran simplicidad de fabricación, comparadas con las vigas I, y la fabricación en serie significa reducción en costos. Las vigas de cajón trapezoidales son usadas para mantener un área de acero deseada en el patín inferior de la viga, aunque el costo de los patines inclinados es alto. La sección de cajón y de vigas I, en general ofrecen una rigidez torsional ante cargas como viento o condiciones asimétricas de carga.

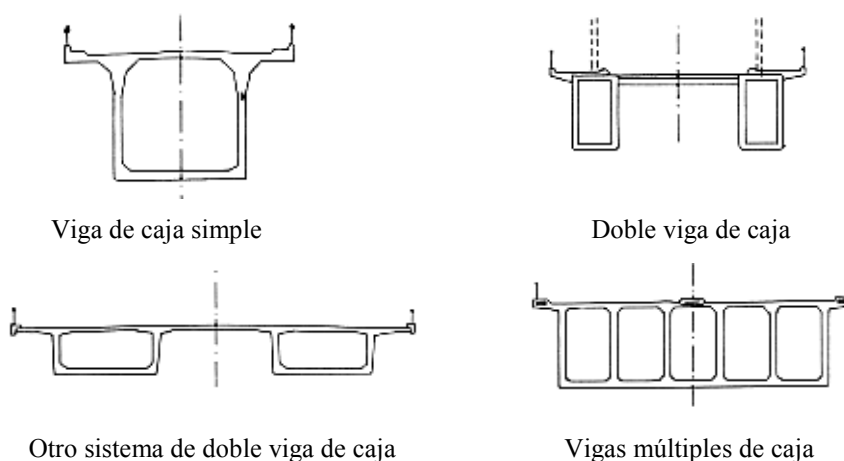
Figura 19: Tipos de vigas principales de acero más comunes en la cubierta.



c. Cubiertas de concreto. La idea de múltiples cables de suspensión,

inicialmente desarrollado para estructuras de acero, rápidamente dio lugar a la construcción de cubiertas de concreto preparadas “*in situ*”, o prefabricadas, por el método de colocado de una sección y suspensión a través de los tirantes. Esto favorece a las fuerzas en la sección transversal, que permanecen moderadas durante la construcción y el equipo necesario para el izado es mínimo. Las ventajas del uso de cubiertas de concreto son las siguientes: Son puentes económicos, poseen gran rigidez, deflexiones mínimas y buen amortiguamiento ante vibraciones. El peso propio alto del concreto no es un factor preponderante en el caso de puentes de medianos o pequeños tramos.

Figura 20: Tipos de vigas principales de concreto más comunes en la cubierta.

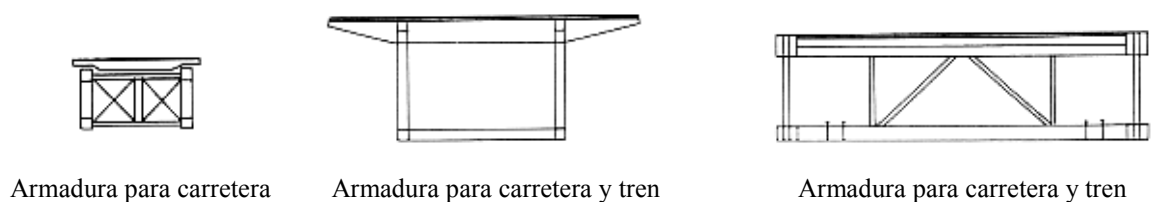


El potencial de los múltiples tirantes puede ser explotado en el diseño de cubiertas flexibles. De hecho, dado que los momentos longitudinales se reducen cuando disminuye la rigidez de la superestructura, la cubierta puede ser construida como placa única construida en sitio, con formaleta económica. El peralte de la losa depende de las cargas transversales, o en menor grado, de las fuerzas normales aplicadas por los tirantes. Aunque, a primera vista, el uso de secciones flexibles puede parecer inapropiado para miembros en compresión, hay que considerar que la estabilidad de la cubierta depende de toda la estructura y la misma no puede ser aislada de la interacción de las torres y los tirantes. Estos factores aunados al peso propio, aplican fuerzas estabilizadoras que reducen la esbeltez de la sección.

d. Cubiertas de armadura. Las cubiertas con armaduras no son

de uso común en los puentes de cable atirantado. Esto principalmente, por factores estéticos, de mantenimiento, fabricación y protección contra la corrosión. Aunque comparado con las cubiertas de acero, las armaduras ofrecen rigidez aerodinámica y también son una mejor solución para condiciones de tráfico combinado o estructuras de doble cubierta.

Figura 21: Tipos de armaduras en cubiertas.



e. Cubiertas compuestas. La combinación del uso de concreto y acero

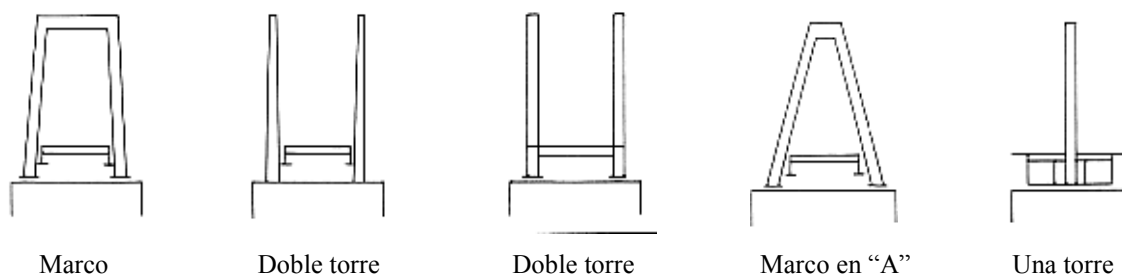
en las cubiertas puede ser presentar considerables ventajas cuando el costo de las placas ortotrópicas de concreto es excesivo. De hecho, es más ventajoso poseer una superficie de rodadura de concreto, mientras que el resto de la superestructura es de acero, lo que significa reducción de peso propio, (comparado con cubiertas de concreto), y fácil izado de los elementos. Aunque el peso propio de una cubierta compuesta es generalmente mayor que el de una de acero, no es una desventaja, a excepción de puentes con tramos muy largos.

Sin embargo, debe preguntarse si puede ser mejor aplicar las ventajas específicas de cada material. Por ejemplo, debe considerarse si es correcto someter a miembros de acero (vigas principales), a altas fuerzas compresiva producidas por los tirantes (cuestión que acentúa los efectos de shrinkage y creep). Por otra parte la posibilidad de explotar la capacidad compresiva del concreto de la superficie de rodadura, es de hecho limitada. Estas consideraciones deben orientarse a una modificación de los métodos de diseño de cubiertas compuestas, al proyectar miembros de concreto para fuerzas de compresión (superficie de rodadura, vigas longitudinales), y dejar trabajar a los miembros de acero en tensión (vigas transversales y embrezado para viento).

4. Torres.

a. Consideraciones generales. Los principales tipos de torres son los siguientes:

Figura 22: Tipos de torres.



b. Arreglo longitudinal. Con los tirantes en patrón de arpa, las cargas

asimétricas deben ser balanceadas con la capacidad de momento de las torres. Debe tener también, la suficiente rigidez para reducir las deformaciones de la cubierta puesto que la misma es afectada por los tirantes cortos del sistema de suspensión, los cuales ayudan a resistir los desplazamientos horizontales relativos de la cubierta. Cuando los puentes tienen tramos largos, en donde los desplazamientos son críticos, es necesario liberar externamente la superestructura en la dirección longitudinal con juntas de dilatación en la cubierta y en la parte superior de uno de los pilones. Para puentes con tramos cortos, las torres deben ser formadas por elementos flexibles para evitar el uso de dichas juntas.

El uso del patrón de ventilador ofrece la posibilidad de crear en la parte superior de la torre, un rodamiento horizontal del grupo de cables, con el objeto de dar rigidez a toda la estructura. La rigidez longitudinal de las torres tiene una influencia moderada en el comportamiento estructural de todo el puente, y por consiguiente la sección requerida es la adecuada para mantener la estabilidad, en particular durante el izado. Los movimientos de la cubierta pueden ser absorbidos por juntas de expansión.

Los patrones de semi arpa son usados generalmente con el objeto de diseñar un buen anclaje para los tirantes, logrando así un balance entre estética y economía.

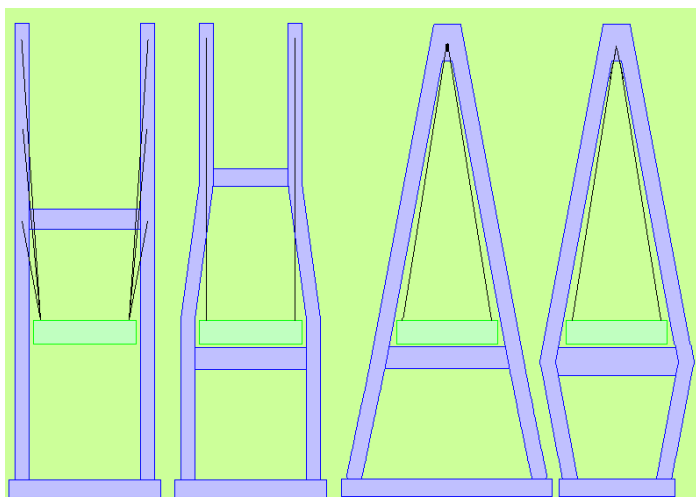
Debe considerarse en los patrones semi arpa, que las secciones de las torres deben tener suficiente rigidez longitudinal para tener influencia en el comportamiento estructural de todo el puente.

Sin importar el número de tramos o de arreglos adoptados es importante entender que la estructura se comporta como puente flotante en la dirección longitudinal. Las torres deben soportar las fuerzas debido a viento, frenado de vehículos y sismo, con el fin de mantener la estabilidad en general. Esta provisión se traduce en pilones fuertes en la parte inferior de la cubierta.

c. Arreglo transversal. En los arreglos transversales debe tenerse

especial cuidado en la distancia de seguridad entre los cables y el tráfico. Debe considerarse también que el sistema transversal estático debe permanecer en estado de equilibrio bajo la influencia de las deformaciones a largo plazo producidas por las cargas permanentes. Si es necesario la esbeltez transversal debe mantenerse con vigas transversales. Cuando la estructura posee dimensiones moderadas los pilones pueden construirse como dos brazos independientes, localizando los tirantes en el mismo plano vertical, eliminando así las fuerzas transversales producidas por los desplazamientos. Cuando los cables se encuentran en un plano inclinado, los brazos de la torre se encuentran sujetos a momentos transversales considerables debido a las cargas permanentes.

Figura 23: Influencia de los cables en los momentos transversales de la torre.



Cuando el tramo del puente y la altura de los pilones bajo la cubierta se vuelve mayor, es necesario el atirantado transversal con el fin de reducir los momentos transversales producidos por las pendientes de los cables. Estos momentos pueden ser eliminados cuando se adopta un patrón de ventilador convergente al área de las vigas transversales. En los puentes de tramos largos, la altura de la torre sobre la cubierta es suficiente para inclinar los brazos y unirlos en la cima, sin reducir la distancia de la cubierta y los cables.

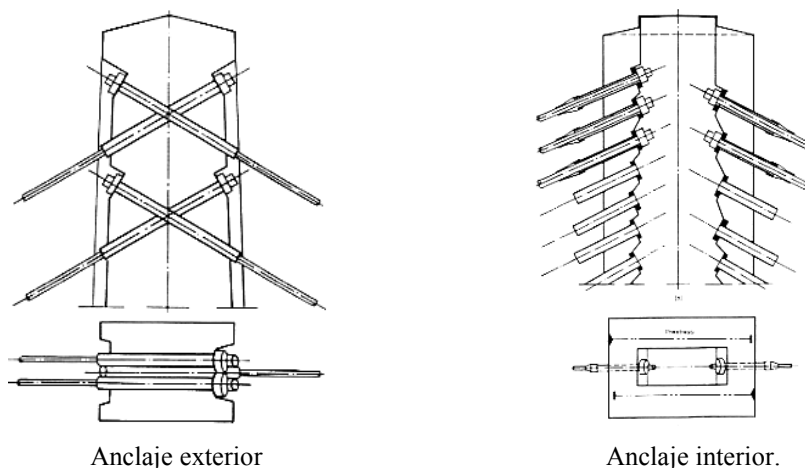
En los sistemas de suspensión central, las torres deben conocer las condiciones básicas descritas en los párrafos anteriores. Cuando la estructura es de dimensiones moderadas, se puede tener una suspensión central con patrón de arpa. Cuando se tienen tramos largos es preferible utilizar el patrón de semi arpa para mantener una esbeltez considerable del brazo central dentro de los límites razonables bajo fuerzas horizontales producidas por los cables. Si el sistema de torre central es considerado como un apoyo puntual, la distancia de separación de tráfico y pilón puede incrementar el ancho de la cubierta. Pero si la torre es diseñada para impacto, puede evitarse dicho incremento.

d. Detalles constructivos. Las principales consideraciones a tomarse en los detalles constructivos de las torres son los siguientes:

- Los anclajes deben ser accesibles y permitir el reemplazo de los cables.
- El detallado estructural debe permitir la ubicación simple y económica de los tirantes.
- Las fuerzas horizontales de los tirantes deben ser balanceadas de manera simple y permanente sin la introducción de torsión en la torre.

Cuando la estructura posee dimensiones moderadas las torres pueden tener anclajes colocados en orificios desde el exterior. Esta solución es apropiada para puentes en arpa y semi arpa.

Figura 24: Detalle de anclajes exteriores e interiores.



Sin embargo debe tenerse cuidado con los anclajes exteriores, debido a los momentos torsionales, cuyos efectos acumulativos pueden producir deformaciones indeseadas bajo los efectos del creep.

Los anclajes interiores pueden ser usados para los puentes de tramo largo con torres de secciones celulares. El espacio interior de la columna debe ser lo suficientemente amplia para contener el equipo de colocado y tensado de los cables. El balance apropiado de las fuerzas horizontales es generalmente hecho por un preesfuerzo entre los muros laterales.

Económicamente hablando, la construcción de torres de acero es más costosa que las de concreto. Las torres de concreto en general presentan apreciables ahorros en la construcción así como en mantenimiento. Aunque, cuando se construyen torres con brazos inclinados, la economía se puede ver afectada.

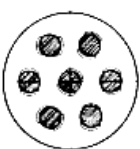
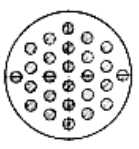
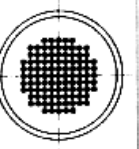
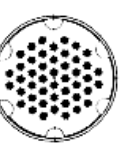
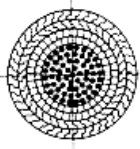
5. Cimentación. Los principales tipos de cimentación existentes son las cimentaciones superficiales y las cimentaciones profundas. Aunque en puentes puede usarse cimentación del tipo “flotantes”. Debido a la gran capacidad de carga requerida en los puentes de mediana y gran longitud es necesario el uso de cimentaciones profundas.

C. Tecnología de cables atirantados.

1. Cables.

a. Tipos de cables. Los principales tipos de cables se muestran en la siguiente figura:

Figura 25: Principales tipos de cables.

Type of cable	 Coupled bars 7 \varnothing 36 Steel 835/1030	 Uncoupled bars 26 \varnothing 16	 Parallel wires 128 \varnothing 7	 Strands 27 \varnothing 15 15 mm	 Locked-coil cables
Tendons	Bars \varnothing 26.5, 32, 36 mm	Bars \varnothing 16 mm	Wires \varnothing 6, 7 mm	Strands \varnothing 0.5, 0.6, 0.7 in of 7 twisted wires	Wires with different profiles \varnothing 2.9-7 mm
0.2% proof stress, $\sigma_{0.2}$ (N/mm ²)	835 1080	1350	1470	1570 ~ 1670	—
Ultimate tensile strength, β_z (N/mm ²)	1030 1230	1500	1670	1770 ~ 1870	1000 ~ 1300
Fatigue* $\Delta\sigma$ (N/mm ²)	80	—	350	300 ~ 320	120 ~ 150
σ_{max}/β_z	0.60	—	0.45	0.5 ~ 0.45	~ 0.45
Modulus of elasticity, E (N/mm ²)	210 000	210 000	205 000	190 000 ~ 200 000	160 000 ~ 165 000
Failure load (kN)	7339	7624	7487	7634	7310

Fuente: **Walter, Rene. 1999.** Cable stayed bridges. Second edition. Pagina 90.

b. Cables de barras paralelas.

Estas son formadas por varillas de acero paralelas unas a otras por espaciadores de polietileno y dentro de ductos metálicos. Las varillas pueden deslizarse en la dirección longitudinal, facilitando así, el proceso de tensado individual. Después del izado se lleva a cabo un proceso de inyección de mortero que asegura el debido funcionamiento de los ductos para resistir las tensiones por carga viva. Las varillas de diámetro pequeño (16 mm), pueden transportarse en rollos, las varillas de diámetro mayor son transportadas en barras de 15 a 20 metros. La continuidad debe hacerse por medio de coplas para reducir la fatiga por tensión en el tirante.

Figura 26: Capacidad de las barras normales.

Quality of steel	St 85/105			St 110/125			St 135/150
	26.5	32	36	26.5	32	36	16
Nominal diameter (mm)	26.5	32	36	26.5	32	36	16
Nominal cross-section of steel (mm ²)	551.5	804.2	1017.9	551.5	804.2	1017.9	201.1
0.2% proof stress, $\sigma_{0.2}$ (N/mm ²)	835	835	835	1080	1080	1080	1325
Ultimate strength, β_z (N/mm ²)	1030	1030	1030	1230	1230	1230	1470
Ultimate load per bar (kN)	568	828.4	1048.4	678.4	989.2	1252	295.6
Service load per bar (at 0.45 β_z) (kN)	225.6	372.7	471.8	305.3	445.1	563.4	133

Table 5.3. Capacity of normal parallel-wire cables, 7 mm dia.

Number of wires*	1	61	91	121	163	211	253	313
Nominal cross-section of steel (mm ²)	38.5	2348.5	3503.5	4658.5	6275.5	8123.5	9740.5	12050.5
0.2% proof stress, $\sigma_{0.2}$ (N/mm ²)	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520
Ultimate strength, β_z (N/mm ²)	1670	1670	1670	1670	1670	1670	1670	1670
Ultimate load (kN)	64.3	3922	5850.8	7779.7	10480.1	13566.3	16266.6	20124.3
Service load (at 0.45 β_z) (kN)	18.9	1764.9	2632.9	3500.9	4716	6104.8	7320	9056

Fuente: **Whalter, Rene. 1999.** Cable stayed bridges. Second edition. Pagina 90.

El uso de acero de mediana resistencia necesita de secciones mayores que cuando se usa acero de alta resistencia en alambre o hebras. Esto reduce las variaciones en la tensión de los cables así como el riesgo de falla por fatiga. Sin embargo, el uso de estas barras debe ser usado cuando se tienen puentes en donde predominen las cargas muertas y la reducción de la rigidez no sea crítica.

c. Cables de alambre paralelo (Parallel wire cable).

Como se estudió en la

referencia histórica, Roebling desarrolló en el siglo XIX, un método de enrollado de cables parabólicos en suspensión. El mismo consiste en el “tejido”, entre dos torres, de un grupo de alambres de acero de diámetro pequeño. Los alambres son de alta resistencia y son colocados dentro de tubos o ductos metálicos o de polietileno, donde generalmente se inyecta un mortero o lechada después del izado. En el proceso BBRV, cada tirante tiene manojos de alambres de 7mm, donde el número varía de 50 a 350. Los tirantes son así formados por miembros repartidos en carretes, y en operación puede resistir fuerzas de 1300 a 9000 kN.

d. Alambres en hebras (stranded cables).

Cada hebra consiste en siete alambres trenzados con un diámetro exterior de 12.7mm o 17.78mm. Cuando los cables están tensados, las tensiones laterales que se producen tienen mal efecto en la resistencia a la fatiga.

El trenzado por hebras incrementa la corrosión, esto debido a que el perímetro de una sección hecha con varios alambres, es mayor que la de un miembro circular. Aunque las técnicas de protección han reducido estos problemas de una manera satisfactoria. Debe mencionarse que debido a la gran cantidad de fabricantes, las hebras tienen una variación en la calidad, es por ello necesario pruebas en laboratorios oficiales.

Figura 27: Capacidad de los cables en hebra.

	37 strands*		61 strands*		91 strands*	
	Ultimate load (at β_z) (kN)	Service load (at $0.45\beta_z$) (kN)	Ultimate load (at β_z) (kN)	Service load (at $0.45\beta_z$) (kN)	Ultimate load (at β_z) (kN)	Service load (at $0.45\beta_z$) (kN)
Nominal diameter (mm):						
12.7	6 734	3030.3	11 102	4995.9	16 562	7 452.9
15.2	9 634.8	4335.7	15 884.4	7 148	23 696.4	10 663.4
15.7	9 823.5	4420.6	16 195.5	7288	24 160.5	10 872.2
17.8	12 772.4	5747.6	21 057.2	9475.7	31 413.2	14 135.9

e. Cables de rollos en manajo (locked coil cables).

En los cables de rollos en manajo, los alambres van arreglados en capas sucesivas alrededor de un núcleo central, el cual consiste en alambres paralelos circulares. En la capa exterior, secciones alongadas en S, son usadas. Las ventajas del cable locked coil, se encuentran en el fácil colocado, los ductos y morteros son innecesarios, el anclaje reducido y la gran flexibilidad.

Figura 28: Capacidad de los "locked coil"

Cable diameter +3% -1% (mm)	75	80	85	90	95	100	105	110
Nominal cross-section of steel (mm^2)	3821	4348	4908	5502	6131	6793	7489	8220
Ultimate strength, β_z (N/mm^2)	1570	1570	1570	1570	1570	1570	1570	1570
Ultimate load (kN)	5999	6826	7706	8638	9626	10665	11758	12905
Service load (at $0.45\beta_z$) (kN)	2700	3072	3468	3887	4332	4799	5291	5807

2. Anclajes.

a. General. En los puentes de cable atirantado, el tirante actúa como apoyo vertical que transporta todas las cargas muertas y vivas que actúan sobre la estructura. Esto es la razón real porque se limita la tensión de operación del acero en condiciones operativas a un nivel mucho menor que las condiciones de preesfuerzo. ($\sigma_{\max} = 0.45 \beta_z$) Es por esto que los anclajes de los tirantes son de vital importancia.

El factor que más incide en la fatiga de tensión de los anclajes es la corrosión o fricción. Es por eso que debe considerarse la posibilidad de reemplazo de los tirantes, sin el uso de cables auxiliares, o de interrupción de tráfico.

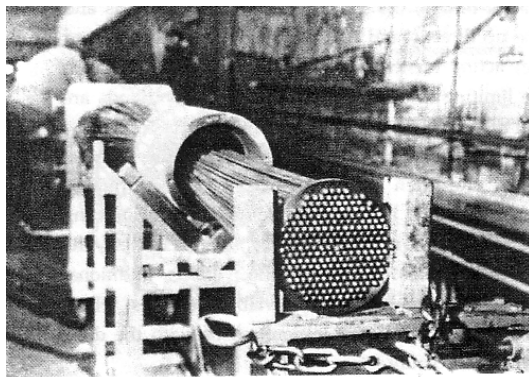
b. Anclaje para cables de barras paralelas. En los sistemas DYWIDAG, un tubo de acero remachado es colocado embeido en la zona de anclaje, el cual transmite las fuerzas debido a cargas viva por adherencia. El tubo tiene por objeto reducir las tensiones en las tuercas de anclaje. Los cables consisten en 7 a 10 barras con diámetros de 32 o 36 mm, los cuales soportan cargas desde 5920 kN a 12,520 kN.

Figura 29: Anclaje DYWIDAG para cables de barras paralelas.



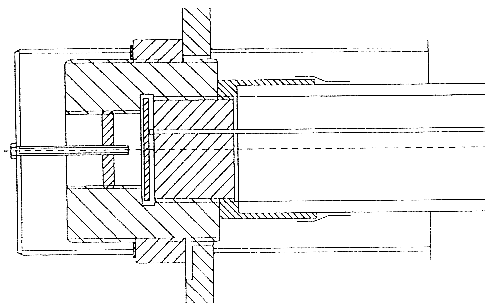
c. Anclajes para cables de alambre paralelo (parallel-wire cable). El anclaje BBRV para es básicamente un dispositivo diseñado para cables de preesfuerzo tradicionales. El manojó de cables carga en una placa de anclaje a través de botones, la cual tienen una capacidad de carga mayor que la de los cables, pero que la tensión de fatiga está limitada a 90 N/mm². El uso de de estos anclajes es reservado a estructuras en donde las fuerzas de los tirantes presentan pocas variaciones.

Figura 30: Anclaje BBRV.



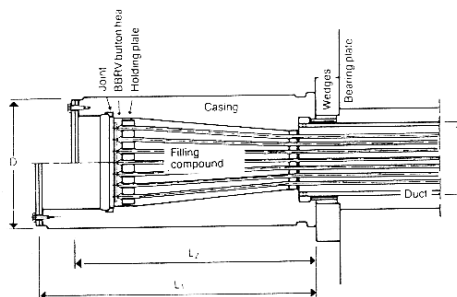
El sistema DINA fue desarrollado para mejorar la tensión de fatiga del anclaje BBRV. Para tal fin se utilizan botones cónicos en reemplazo de los esféricos. Adicionalmente se inyecta una resina sintética en la cabeza, la cual hace posible cargar parte de la fuerza de anclaje por adherencia en el final de los cables. La tensión de fatiga alcanza 250 N/mm². El número de alambres se limita a 250.

Figura 31: Anclaje DINA



El sistema de anclaje HiAm consiste en una funda rellena cónica encajada con una placa perforada en la cual cargan los botones terminales de los cables. Es rellena con esferas de acero y una resina de polvo de zinc. Al tensionarse, el anclaje actúa monolíticamente y transmite por adherencia gran parte de la fuerza de anclaje a lo largo del cable. Las cargas son así, menores en los botones. Como resultado se obtiene un mejor desempeño por fatiga y se provee protección contra la corrosión. Este anclaje tiene una máxima carga permisible de 12,180 kN y la fatiga puede alcanzar 250 N/mm².

Figura 32: Anclaje BBRV-HiAM y tabla de dimensiones de anclajes



Number of wires	61	91	121	163	211	253	313	421
Ultimate load (at β_z) (kN)	3922	5850.8	7779.7	10 480.1	13 566.3	16 266.6	20 124.3	27 100
Service load (at $0.45\beta_z$) (kN)	1764.9	2632.9	3500.9	4 716	6 104.8	7 320	9 056	12 180
D (mm)	200	220	250	290	320	340	380	425
d (mm)	110	125	140	160	180	180	200	225
Movable anchorage, L_1 (mm)	350	410	460	520	590	640	710	800
Fixed anchorage, L_2 (mm)	320	370	400	450	500	540	590	630

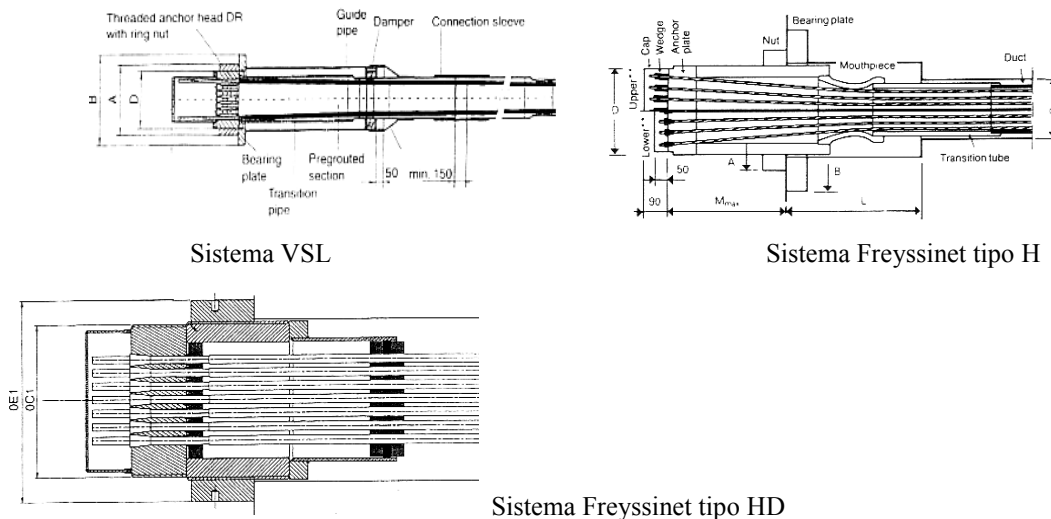
d. Anclajes para cables en hebras (strand cable). Las técnicas de anclaje de

hebras paralelas consisten en fijar las hebras por medio de cuñas. Para una determinada capacidad de carga, el número de hebras requeridas es mucho menor que para cables de alambre paralelo. El sistema VSL consiste en cables fijados por medio de dichas cuñas y están diseñados para tomar de 7 a 91 hebras por medio de un tubo de acero en el cual es fijado un sistema de desviación, combinado con un ducto de transición, todo esto encajado con un amortiguador. La tensión por fatiga alcanza valores de 930 N/mm². Las mono hebras y las terminales de los cables son engrasadas y una zona corta de anclaje es inyectada con lechada.

El sistema de anclaje Freyssinet tipo H, consiste en un tubo de pared gruesa en el cual atornillado una desembocadura de desviación. La cabeza es inyectada con lechada o resina sintética. La fatiga alcanza valores de 200 a 750 N/mm².

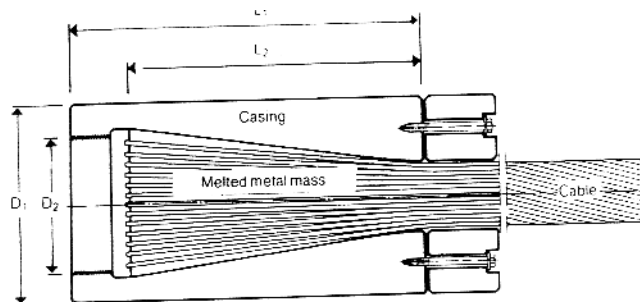
El sistema de anclaje Freyssinet tipo HD, se desarrolló con el objeto de asegurar protección contra la corrosión, facilitar el izado y tensado de los cables. Los cables consisten en 19 a 93 hebras mono galvanizadas protegidas por un ducto de polietileno a lo largo del cable, excepto en la zona inmediata a las cuñas. Cada hebra es tensada individualmente y al final de la operación cada hebra tiene que tener el mismo nivel de tensado.

Figura 33: Anclajes para cable en hebras.



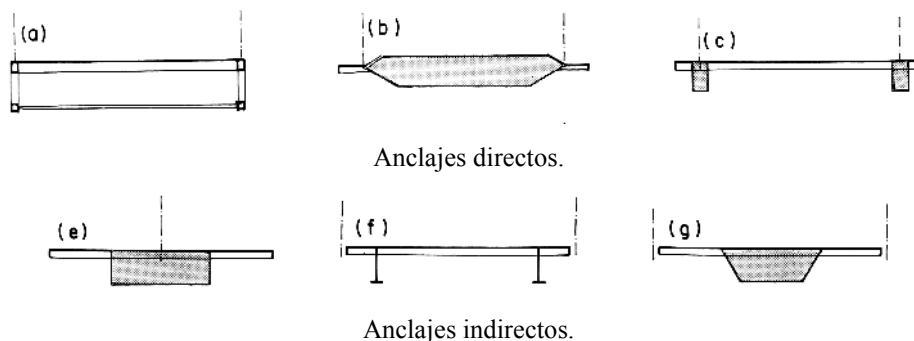
e. Anclaje para cables de rollos en manojo (locked coil cables). El anclaje para alambres de rollos en manojo es realizado a través de una funda masiva. La cavidad que generalmente es un cono truncado que hace posible separar los alambres, los cuales, son sumergidos en una amalgama a base de zinc fundida “in situ”. Este método reduce la tensión de fatiga de 120 a 150 N/mm².

Figura 34: Anclaje para cable locked coil



f. Anclaje de los cables en la cubierta. Existen diferentes tipos de conexiones estructurales para transmitir efectivamente las fuerzas desde las vigas de la cubierta hacia los cables. Las conexiones pueden ser directas o indirectas. Las conexiones directas generalmente transmiten las cargas axialmente desde la cubierta hacia los cables. En las conexiones indirectas pueden presentarse fenómenos de flexión.

Figura 35: Tipos de anclaje de cable en la cubierta.



3. Protección de los cables.

a. General. Los tirantes son los elementos de un puente más expuestos a la influencia agresiva del ambiente, es por lo tanto necesaria una adecuada protección contra la corrosión. En los primeros puentes de cable atirantado los cables eran encajados en ductos donde se inyectada una lechada de cemento para proteger los alambres o barras contra la corrosión. Este método generalmente presenta resultados satisfactorios, pero tiene la desventaja que la lechada se fisura cuando los cables sufren las elongaciones normales del metal. En la actualidad existen métodos más efectivos contra la corrosión por ejemplo la galvanización de los alambres, el recubrimiento de los alambres o hebras con materiales plásticos (grasa, cera, epóxicos elásticos). Estas medidas han demostrado alta calidad y facilidad de colocado en el lugar de trabajo.

b. Ductos y tubos. La protección de ductos y tubos consiste en encajar los cables dentro de tubos plásticos o de acero. La efectividad de este sistema depende del tipo de cables usados y de las medidas de protección tales como la inyección o revestimiento. Los materiales plásticos de los ductos tienen gran flexibilidad lo que facilita el colocado, aunque dicha flexibilidad puede alterar la apariencia del cable por la formación de ondulaciones, que pueden evitarse utilizando espaciadores o disminuyendo la velocidad de inyectado del mortero o resina. Los cables locked coil no pueden utilizar el método de ductos y tubos, aun así los diseñadores prefieren incrementar la protección natural de estos cables, con ductos plásticos flexibles que no son inyectados.

c. Galvanizado. La efectividad del galvanizado ha sido probada en distintos campos del acero estructural. El método consiste en sumergir los alambres en un baño de zinc fundido, depositando de esta manera una cantidad de zinc de 250 a 330 g / m². Esto provee un revestimiento protector de 25 a 45 μ m. La reducción de la resistencia de los materiales tratados de esta manera se compensa con la buena protección resultante.

d. Revestimiento. El proceso de revestimiento es usado en los cables locked coil.

El mismo consiste en revestir los cables desnudos con anticorrosivos de buena adherencia y larga vida de servicio. Los anticorrosivos generalmente son resinas de alta viscosidad, grasas a base de aceite o parafinas. Este tipo de protección es menos efectivo que los anteriores métodos.

e. Protección de los anclajes. La protección de los anclajes debe prevenir el flujo, acumulación de agua o problemas de impacto tales como accidentes. Debe prevenirse la penetración del agua en zonas vitales tales como abrazaderas, collares, empaques.

Los cables deben ser protegidos contra riesgos de accidentes tales como impactos de vehículos, fuego, explosión y vandalismo. Puede proveerse protección en la parte baja del tirante por medio de un tubo de acero de 2 metros, que este fijo a la cubierta y al ducto del tirante. El espesor del tubo y refuerzo de la zona de anclaje debe proveer protección contra fuego o sabotaje, además de resistir impactos vehiculares. El reemplazo de los elementos protectores debe ser posible sin afectar al cable y si es posible, al tráfico vehicular.

D. Casos análogos de puentes de cables atirantados

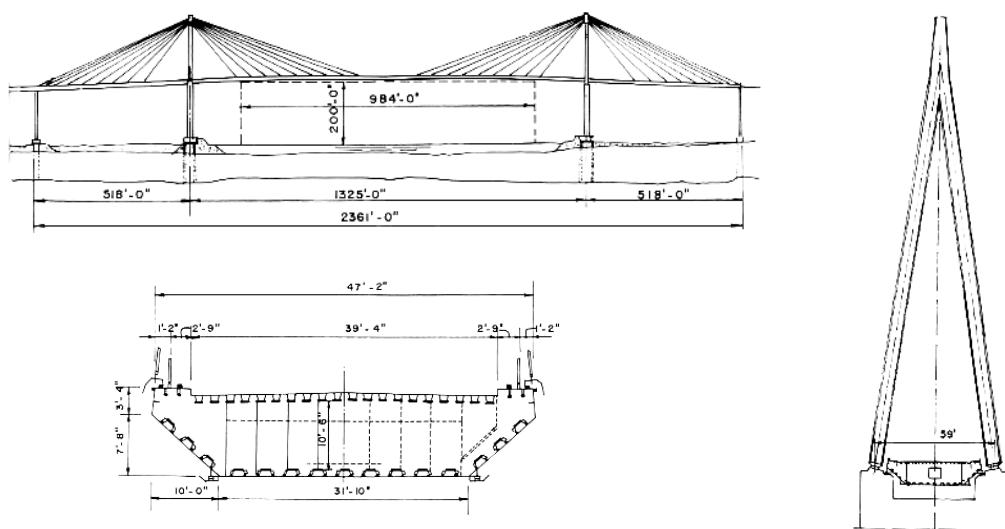
1. Puentes de acero. El puente de Saint Nazaire en Francia terminó su construcción en 1974 sobre el río Loire. Es uno de los puentes de cable atirantando más largos del mundo, con un tramo central de 404 metros. La longitud total es de 720 metros, la esta dividido en tres tramos cargados por cables atirantados en planos inclinados. La cubierta metálica del puente tiene forma de viga de cajón soldada en acero de 14.8 metros de ancho. La superficie de rodadura tiene un ancho de 12 metros con caminamientos de 0.87 metros a cada lado. Las placas laterales, superiores e inferiores de la viga cajón son rigidizadas por costillas de acero soldadas en forma de “u”, que previenen la deformación de dichas vigas.

El espesor de las placas de acero de las vigas cajón varía desde 12 a 16 mm, pero en algunas partes, en especial en los lugares de anclaje de los cables, el espesor alcanza los 80 mm. La estructura esta completamente soldada a excepción de las juntas de izado en el tramo central, que posee tornillos de alta resistencia. Las investigaciones en el túnel de viento demostraron que se necesitaba el uso de placas deflectoras para evitar problemas aerodinámicos, es por ello la forma de trapecoide invertido de la cubierta.

La protección contra la corrosión en el interior de la viga cajón consistió en pintura a base de zinc sobre las placas de acero. Externamente el revestimiento consistió en una pintura de zinc enriquecida, seguido por un recubrimiento de epoxi resina a base de acrílicos. Los caminamientos fueron revestidos con una película de epoxi silicón de 1.6 mm de espesor.

Las torres fueron instaladas sobre pilares y las mismas tenían la forma de “V”, invertidas con una altura de 68 metros arriba de los pilares. Los brazos tienen una sección transversal de 2.5 x 2.0, en acero soldado adecuadamente rigidizado. La extensión vertical arriba de los brazos es utilizada para el anclaje de los tirantes. Los tirantes son de tipo locked coil con un diámetro total de 72 mm a 105 mm, dependiendo de la localización de la estructura.

Figura 36: Elevación y secciones del puente Saint Nazaire en Francia.



El puente Rokko Ohhashi es un puente de cable estabilizado con un tramo central de 220 metros y dos tramos laterales de 90 metros. Une la isla de Rokko con Kobe y es un puente de doble cubierta. Posee armaduras Warren centrales que son continuas sobre los tres tramos y son cargadas por un patrón de tirantes tipo ventilador. Las placas de la cubierta se apoyan sobre vigas transversales con un espaciamiento de 2.5 metros. Las vigas se encuentran rígidamente conectadas con la cubierta de acero y transmiten las cargas a la armadura principal.

Las torres poseen la forma de “H”, con dos brazos que se apoyan en los pilares. La sección transversal es de 2 x 2.2 metros en forma de caja tiene un espesor de 32 mm. Las torres se encuentran simplemente soportadas en los pies y rígidamente conectadas en la parte media de los brazos. Esto con el objeto de permitir la rotación en la dirección longitudinal, pero no en la dirección transversal.

Los cables son del tipo de alambre paralelo y esta configurado en forma de hexágono comprimido de 217 alambre de diámetro de 5mm. Cada torre tiene 5 tirantes en cada lado de la torre, con un patrón de ventilador. Todos los cables fueron instalados en estado temporal durante la construcción, luego de que los apoyos de la armadura fueran instalados, los cables fueron preesforzados. Los cables están protegidos contra la corrosión por un recubrimiento de poliuretano plástico reforzado con fibra de vidrio.

Figura 37: Arreglo general de puente Rokko.

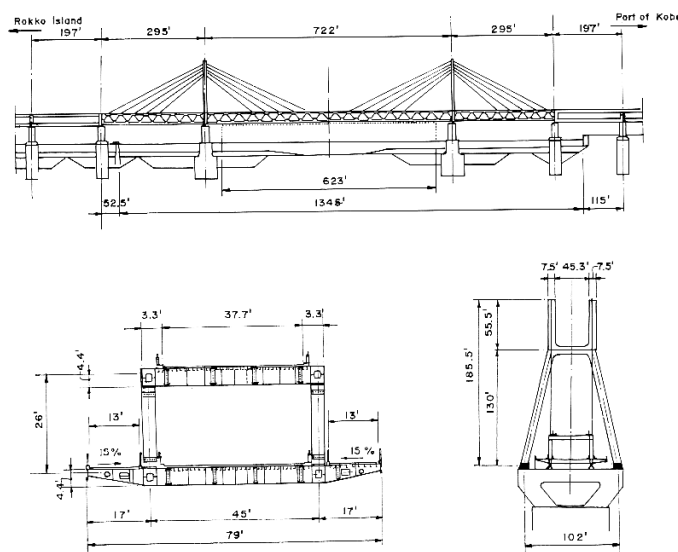
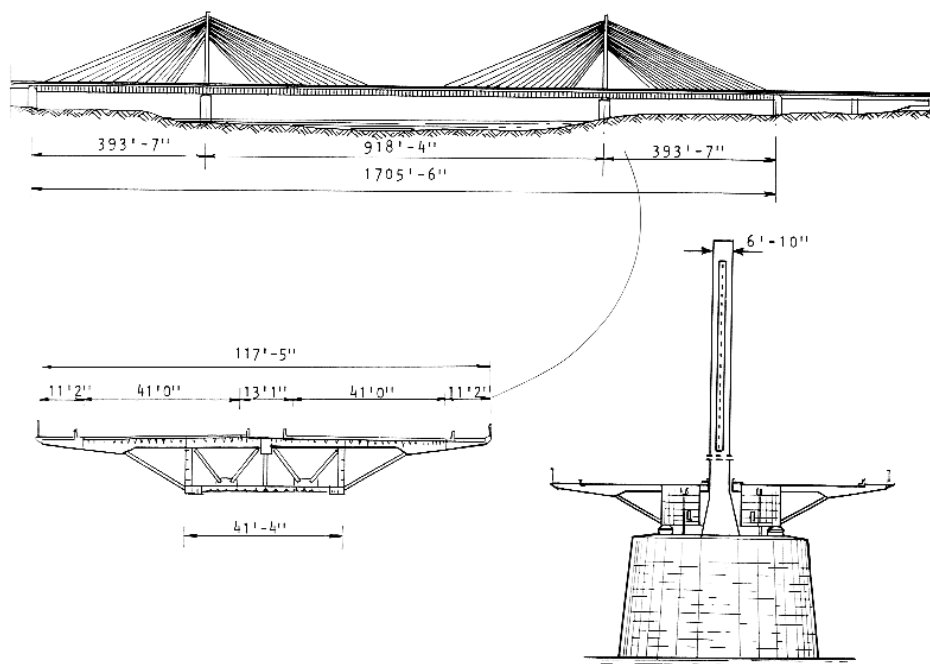


Figura 38: Foto de puente Rokko.



El puente de Bonn Nord, en Alemania es un puente de plano central construido en 1967, tiene un sistema de tirantes en patrón de semi arpa y la luz principal tiene 280 metros. El sistema de tirantes esta compuesto por 20 cables “single strand”, con diámetro de 7.94 a 11.90mm. La cubierta consiste en una viga tipo cajón que posee dos voladizos rigidizados en forma de armadura.

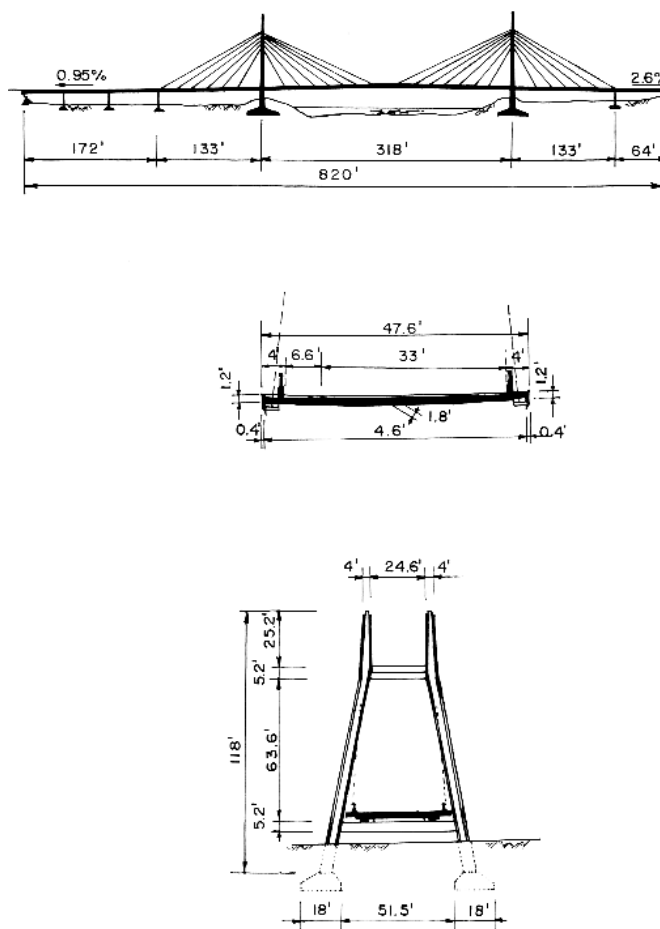
Figura 39: Arreglo general de puente Bonn Nord.



1. Puentes de concreto. El puente de Rheinbridge Dispolsau, en Suiza es un puente de suspensión lateral en patrón de semi arpa. Tiene un tramo total de 280 metros y el tramo central es de 97 metros. La cubierta consiste en una losa de concreto reforzado de 14.6 metros de ancho con un peralte de 0.36 a 0.55 metros.

El puente posee dos torres, cada una con dos brazos. Las dos torres tienen 36 metros de altura y cada brazo posee una sección de 1.6 x 2.2 metros en la base y 1.2 x 1.2 en la cúspide. Los tirantes se encuentran en patrón de arpa anclados a la cubierta en intervalos de 6 metros. Los cables están compuestos en hebras de 37 a 77 alambres paralelos, cada uno con 77 mm de diámetro cubierto por polietileno.

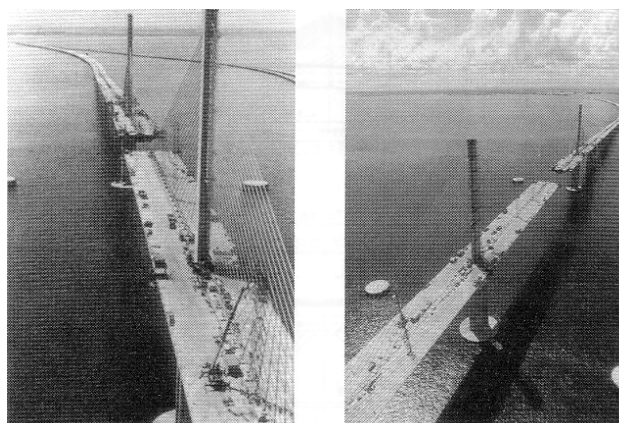
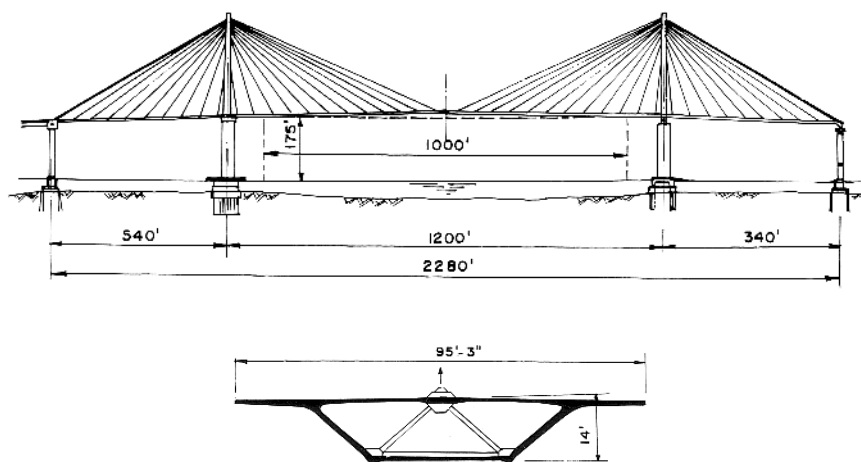
Figura 40: Arreglo general de puente Rheinbridge Dispolsau.



El puente Sunshine Skyway en Estados Unidos, es un puente de suspensión central que une la Bahía de Tampa en Florida. Tiene un tramo central de 365 metros y un largo total de 6670 metros. Tiene una altura de cubierta de 53.4 metros para la navegación marítima. La cubierta consiste en una celdas de vigas de cajón prefabricado de 3.65 metros de largo. Tiene 29 metros de ancho y un peralte de 4.27 metros. La viga cajón es una celda monolítica que contiene post tensado en los patines superiores e inferiores. La superestructura es soportada por 21 cables en cada lado de la torre con un espaciamiento de 7.31 metros.

La torre es básicamente rectangular con dimensiones de 3.35 x 7.00 metros. La columna central tiene un área interior para elevador de servicio y esta conectada rígidamente a la cubierta.

Figura 41: Arreglo general de puente Sunshine Skyway.



1. Puentes compuestos. El puente Annacis Island, en Canadá, es un puente compuesto en patrón de semi arpa con dos planos laterales. Posee una longitud total de 930.5 metros y el tramo central tiene 465 metros. La cubierta tiene un ancho de 32 metros y esta soportada por dos vigas principales de acero de 2.10 metros de peralte. A cada 4.5 la cubierta posee vigas transversales de acero. Las vigas de acero están conectadas a paneles de concreto prefabricado de 13.545 x 4.03 x .265 metros que son fundidos monolíticamente “in situ”.

El puente tiene dos torres de 154 metros de alto con una sección hueca variable de 7.50 x 4.20 en la base a 5.20 x 4.20 en la altura de la cubierta, desde donde permanece con sección constante hasta la cúspide.

Figura 42: Arreglo general de puente Annacis Island.

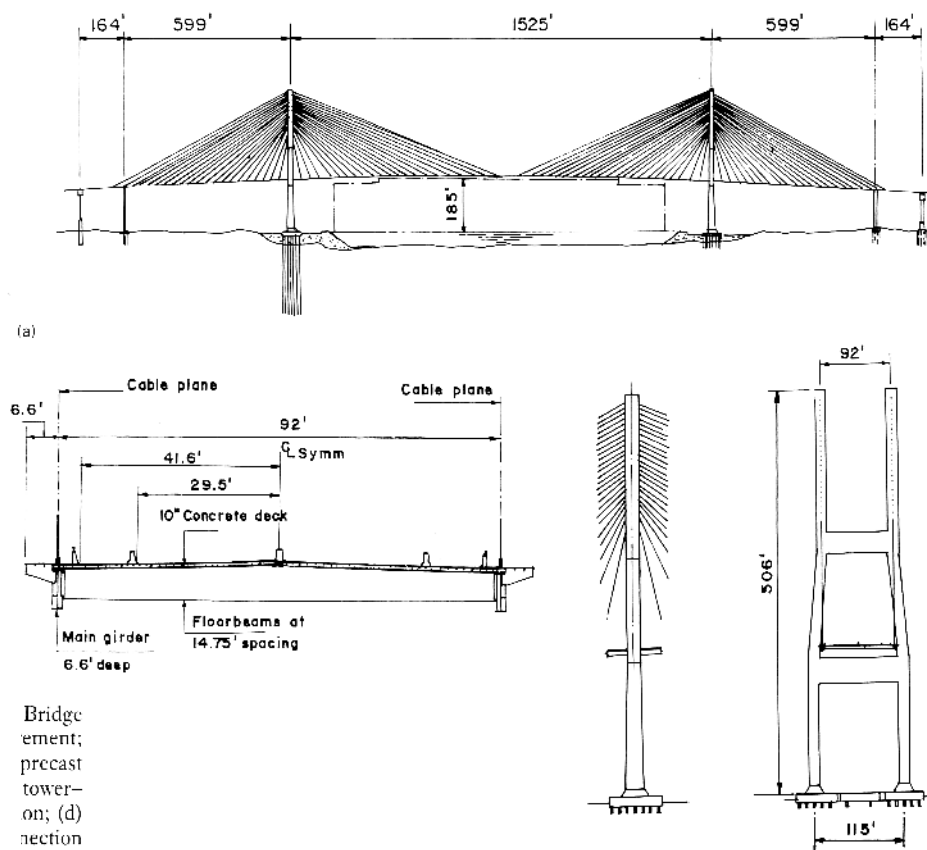


Figura 43: Vista del puente Annacis Island.



D. Significación arquitectónica de los puentes.

1. Elementos de significación arquitectónica. La significación arquitectónica de los puentes se encuentra ligada a varios conceptos tales como: ingeniería, arquitectura, cultura, identidad e iconología. Es por ello necesario definir individualmente tales conceptos para hallar el punto de enlace entre los mismos.

La ingeniería en términos básicos es la aplicación de los conocimientos científicos para satisfacer las necesidades humanas tales como alimentación, transporte, vivienda, etc., a través de métodos y procedimientos aplicados en las industrias extractivas, transformadoras y de servicios.

El arte, tecnología y ciencia aplicadas a la planificación, construcción y proyección de espacios a través de los cuales el ser humano desarrolla sus actividades de trabajo, vivienda, recreación, educación etc., es el principal papel de la arquitectura. Como se puede observar esta disciplina fusiona varios elementos: arte como medio de expresión de ideas y pensamientos a través de la estética; tecnología en el uso de materiales y control climático y la ciencia en las influencias psicológicas de los sentidos y percepción humana.

Cultura se puede definir como el modo de vivir, pensar y sentir de una población que se manifiesta a través de las costumbres, tradiciones, arte, desarrollo científico y social. El concepto de cultura tiene estrecha relación con identidad, la cual busca expresar el carácter propio y diferente de nuestra cultura ante cualquier otro grupo humano.

La iconología es la disciplina científica humanística que trata sobre el descubrimiento e interpretación de los valores simbólicos de las imágenes religiosas, heráldicas etc.

El punto de enlace de estas disciplinas en el diseño de puentes atirantados es el siguiente: La ingeniería busca resolver las necesidades de comunicación y transporte, usando para tal caso los puentes. Los puentes como obra civil de mediana y gran magnitud toman espacio vital en el ambiente urbanístico de una ciudad y o poblado, donde la arquitectura busca la integración del elemento de manera estética y funcional al contexto de ubicación. Para lograr tal integración, el concepto de iconología toma lugar al tratar de expresar por medio de símbolos e iconos la identidad y/o cultura del lugar de proyección.

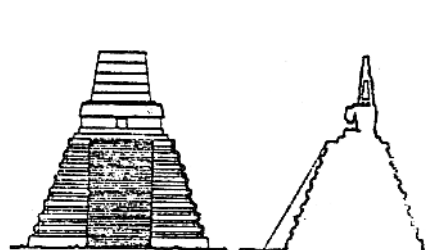
2. Iconología y descripción vanguardista. Como se describió en los párrafos

anteriores, un puente tiene una profunda significación simbólica al contexto de estudio. Es por ello necesario investigar los antecedentes culturales e históricos para expresar la cultura y/o identidad. En el caso específico de Guatemala, el objeto más general de nuestra cultura son los antepasados mayas. Este tema se puede observar claramente en la arquitectura contemporánea guatemalteca, la cual expresa motivos e iconos mayas en la geometría y ornamentación de los edificios. Ejemplos específicos de este tema es el Centro Cívico, el edificio del Banco de Guatemala, la rectoría de la Universidad de San Carlos, el edificio Tikal Futura etc.

En el caso específico de los puentes de cable atirantado, la geometría triangular de los cables puede ser una abstracción de la forma piramidal de las construcciones mayas. La abstracción de la pirámide puede ser complementada con las torres que formen una cresta que den idea de cúspide de la forma geométrica.

La fusión de elementos de alta tecnología (cables estabilizados) con elementos iconográficos históricos, expresan el vanguardismo cultural tecnológico guatemalteco. Esto se expresa en la búsqueda de soluciones diferentes al medio y que sean factibles de construirse. Estos argumentos son solo opiniones del autor, aunque en realidad, pueden abstraerse muchas más formas e iconos y representar muchas más ideas. Para poder ejemplificar dichos procesos se presentan a continuación la interpretación de algunos puentes famosos en todo el mundo.

Figura 44: Elemento iconográfico guatemalteco.

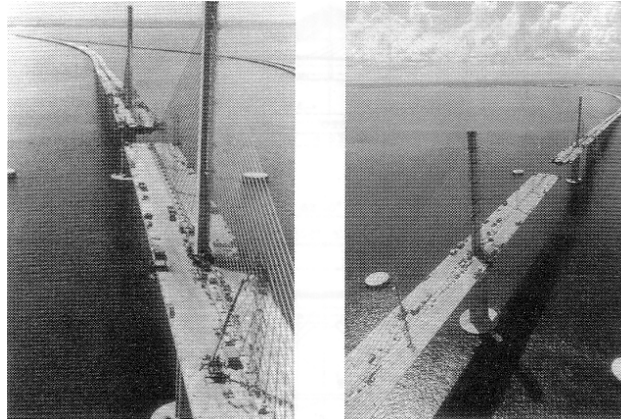


3. Iconología y descripción arquitectónica de puentes de cable estabilizado. Todo

puente de gran magnitud tiene una historia, un símbolo una idea a expresar. Este el caso del puente Sunshine Skyway en Estados Unidos, que es un puente de suspensión central que une la Bahía de Tampa en Florida. Tiene un tramo central de 365 metros y un largo total de 6670 metros.

Si se observan las siguientes fotografías puede notarse la analogía de camino al cielo por el sol brillante de Florida. Esta analogía o interpretación se ve acentuada por el hecho de que el puente posee un solo tramo central que acentúa la transparencia de la vista además de parecer que el deck se halla suspendido desde el cielo.

Figura 45: Dos factores arquitectónicos del puente: gran altura para paso marítimo y un tramo central que acentúa el aspecto estético.



El puente funciona como comunicación vehicular además de que permite el paso marítimo. Es por esto que el puente necesita grandes luces centrales debido a que por este lugar pasan vehículos marítimos de gran magnitud. Por lo tanto es de especial atención notar, que el puente une dos factores: estética y función. La función exige un puente muy esbelto debido a las grandes luces y a los pasos marítimos, este factor ayuda a la arquitectura con formas muy esbeltas que acentúan la imagen del sol brillante de florida.

IV. CRITERIOS DE DISEÑO

A. Criterios de configuración geométrica.

1. Introducción. Para el estudio del comportamiento estático de los puentes de cable estabilizado es necesario analizar un caso teórico con distintos patrones en el arreglo de los cables (arpa, semi arpa y ventilador), con las mismas condiciones de tramo a cubrir y geometría de las columnas. Para el análisis paramétrico Rene Walter, analizó una estructura simétrica con un tramo central de 200 metros y dos tramos laterales de 100 metros. La estructura posee dos columnas laterales con una sección de 4.5 x 3.0 metros y están conectadas a la cubierta con juntas articuladas. La cubierta tiene un espesor de 0.4 metros con un ancho de 13 metros. El deck o cubierta fue sometido a distintas condiciones alternadas de carga viva, con el objeto de representar más realísticamente las condiciones de carga en un puente. Los resultados se explican desde el punto de vista de las tres principales fuerzas estructurales: cargas axiales, momentos y deformaciones en cada elemento estructural del puente.

2. Influencia en la configuración de los cables

a. Fuerzas normales o axiales. De todos los patrones de configuración de cables, el patrón de arpa es la que mas produce esfuerzos axiales en el deck. Es por esto que la configuración en arpa no es apropiada para los puentes de grandes longitudes debido a que las fuerzas normales necesitan un considerable esfuerzo de la sección transversal del deck para proveer resistencia y estabilidad. Adicionalmente a esto la cantidad total requerida de cables es mayor.

b. Momentos en el deck. Para todos los patrones de cables los momentos debido a cargas muertas son muy pequeños. Esto se debe principalmente al espaciamiento relativamente cercano de los cables y también al hecho de que los mismos están tensados para actuar como apoyo continuo al deck.

Los momentos sobre las columnas dependen únicamente de la distancia del primer cable tensor. Esta primera distancia del cable es considerada principalmente por razones estéticas y constructivas y es poco influenciada por el arreglo de cables.

Los momentos envolventes de cargas muertas y vivas tienen tres zonas donde los máximos momentos positivos y negativos aparecen. Estas zonas son en los enfoques, en la vecindad de las columnas y al centro del tramo principal. Los distintos arreglos de cables no tienen influencia significativa en estas zonas debido a que los tensores tienen pendientes similares en dichas zonas.

c. Momentos en las columnas. Debido a que las tensiones en los cables pueden ser controladas de manera que los momentos sean cero para la carga muerta, entonces los máximos momentos aparecerán en el nivel del deck debido a la conexión con la columna.

d. Deformaciones. El arreglo de cables no tiene significativa influencia en las deformaciones de todos los elementos de la estructura bajo distintas consideraciones de carga viva. Aunque los puentes que utilizan el patrón de ventilador tienen menores deflexiones para cargas asimétricas.

3. Influencia de la inercia del deck

a. Análisis de primer orden. Generalmente se ha hallado que los decks con alta inercia longitudinal no son favorables debido a que absorben momentos considerables, sin reducir de manera significativa las fuerzas en las torres y los cables. Debe dimensionarse adecuadamente estos paneles puesto que las grandes inercias pueden ser necesarias para puentes con tramos muy largos, donde las propiedades dinámicas empiezan a tomar parte importante en el diseño.

En las columnas el desarrollo de grandes momentos es en función de la inercia del deck. Este efecto previsible es especialmente notable para decks con pequeñas inercias.

Las deformaciones en la superestructura son también función de su inercia. Estas deformaciones se presentan tanto en los tramos centrales como en los tramos de los extremos, aunque en los tramos centrales las deformaciones son mayores comparadas con la de los extremos. Las deformaciones serán mayores cuando el deck tenga poca inercia. Esto resalta la importancia del papel de los cables o tirantes cuando se consideran las deformaciones.

b. Efectos de segundo orden. Los resultados de la configuración de los cables pueden producir fuerzas normales que produzcan altos esfuerzos en la superestructura, aunque dependiendo de la deformabilidad de la estructura, debe considerarse los efectos que esta deformación pueda inducir a la misma (efectos de segundo orden).

Los momentos de segundo orden pueden estimarse en base a los momentos de primer orden. En el caso de los tramos centrales cargados se puede observar que los momentos de segundo orden decrecientan en función de los de primer orden. Esto es efecto de la reducción de deformaciones e incrementos en momentos. Este hecho no debe ser decisivo a la hora de elegir la inercia de la superestructura durante el diseño. Esto mismo aplica para los tramos de los extremos.

De igual manera las deformaciones de la superestructura de segundo orden, pueden estimarse en base a las deformaciones de primer orden. Como valor estimativo puede decirse que las deformaciones de segundo orden son el 10% que las de primer orden.

4. Influencia de la inercia de la torre en las fuerzas de primer orden

a. Momentos y deformaciones en la superestructura y la torre. En general la rigidez de la torre es la que conserva la estabilidad general del puente. Es por lo tanto necesario altos valores de inercia para la estabilidad general de la estructura. Esto se refleja en los momentos máximos de la superestructura, los cuales son en función de la inercia de la torre para todos los arreglos de cables. También las deformaciones son en función de la inercia del pilón, en especial los tramos centrales que presentan mayores deformaciones que los tramos que están en los extremos. Los momentos en las torres son también en función de su inercia aunque el arreglo de ventilador y semi arpa producen momentos menores en la torre.

5. Influencia de las conexiones entre la torre y la losa

a. Rango de variación. En el diseño de puentes de cable estabilizado el tipo de conexión entre la torre y la superestructura pueden tomar un rol muy importante. Aunque existen varios tipos de conexiones las dos más importantes para considerar son cuando la superestructura o deck es integral a la torre y cuando la superestructura es flotante a la torre es decir que la misma posee desplazamiento respecto a dicha torre.

Las ventajas de cada solución dependen de las condiciones. Las cargas vivas tienden a producir momentos considerables, los cuales pueden ser reducidos cuando los elementos se encuentran firmemente sujetos. Aunque la superestructura flotante puede producir notables ventajas cuando se esta bajo la influencia de deformación a largo plazo, encogimiento, cambios de temperatura o fuerzas sísmicas. Durante el diseño de un esquema una solución optima pueden ser seleccionando un sistema hibrido anclando uno de las torres o usando amortiguadores hidráulicos.

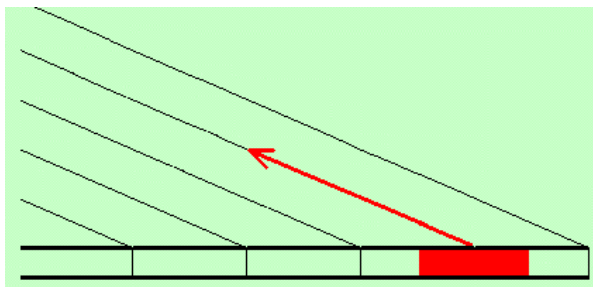
b. Momentos y deformaciones. En condiciones estáticas cuando se desconecta la superestructura de la torre se incrementan las deformaciones producto de la flexibilidad del sistema.

El efecto de deformación se acentúa cuando se tienen cargas asimétricas que causan desplazamientos horizontales en la superestructura y las deflexiones verticales pueden ser tres veces mayores que cuando se posee un sistema conectado. El incremento de estas deformaciones es acompañado por el incremento de los momentos especialmente notable en el arreglo de arpa y semiarpa. Esto es acompañado de zonas altamente esforzadas, siendo por lo tanto necesarias mayores áreas de la superestructura. En este aspecto el arreglo de ventilador es más favorable que los otros sistemas, es decir que este tipo de arreglo presenta menores deformaciones y momentos en la superestructura.

B. Análisis estático

1. Consideraciones generales. Bajo cargas permanentes el comportamiento de la estructura puede ser entendido analizando los periodos de construcción. Cuando la construcción de la superestructura se realiza por segmentos, se puede asumir que cada cable “carga” el peso de cada segmento comprendido entre cada cable.

Figura 46: Transmisión de cargas estáticas de la superestructura por medio de los cables.



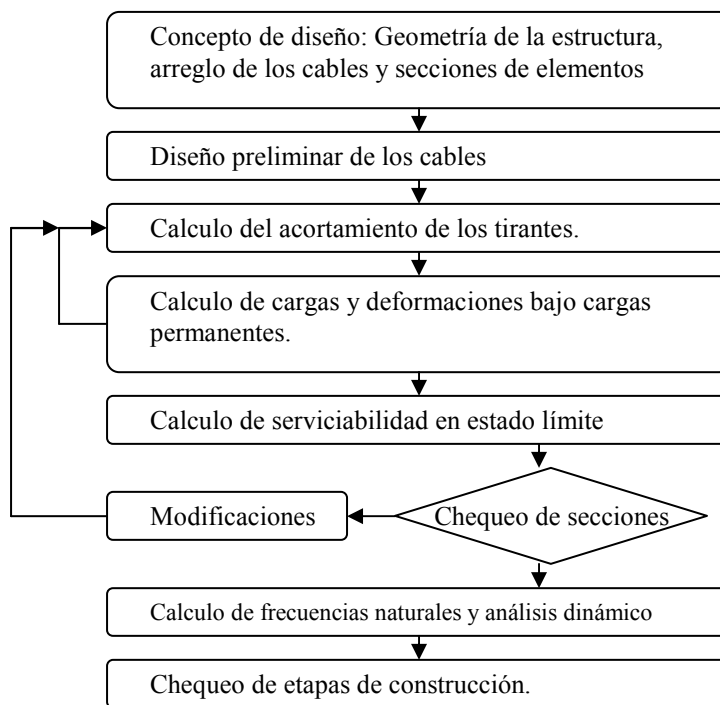
Bajo condiciones de carga de tráfico la superestructura distribuye las cargas entre los cables a manera de resortes extensos. La resultante de desplazamiento vertical produce momentos en los marcos los cuales son sobrepuestos a los debidos a las cargas permanentes. Las torres elásticamente retienen a los cables, momentos y deformaciones horizontales a las cuales hay que sumarles los efectos de tráfico y cargas permanentes. Para restaurar el equilibrio de los desplazamientos horizontales se utilizan los cables los cuales transmiten fuerzas axiales en la superestructura.

Cuando las deflexiones del puente debido al alargamiento de los cables se vuelven considerables, debe considerarse los momentos y deformaciones de segundo orden.

El análisis de puentes de cable estabilizado consiste de varias etapas. Primeramente se predimensiona el tamaño de la superestructura, torres y los cables. En esta etapa es generalmente suficiente el uso de cálculos simplificados sin tomar en cuenta las influencias de los efectos secundarios o términos de largo plazo.

En una segunda etapa los cálculos se determinan para tomar en cuenta los esfuerzos y deformaciones de las dimensiones finales de los elementos. Es necesario tomar en cuenta los efectos de segundo orden así como la no linealidad de la serviciabilidad del estado límite (efectos a largo plazo, fisuramiento), y el efecto último (plastificación y fisuras). En estructuras mayores el diseño debe ser completado con un análisis dinámico (estabilidad aerodinámica, resistencia al sismo, efectos psicológicos). A manera de ejemplo se presenta el siguiente diagrama del proceso de diseño.

Figura 47: Diagrama de flujo para diseño de puentes de cable atirantado.



2. Cargas estáticas o permanentes

a. Comentarios generales. No existe un consenso respecto a las cargas a considerar en este tipo de puentes. Numerosos comités han tratado de alcanzar han discutido el tema sin llegar a una conclusión aceptable. Pero debe hacerse una clara distinción entre los requerimientos de servicio y los de capacidad de carga.

Para estructuras de dimensiones considerables es necesario hacer un análisis probabilístico de tráfico, aunque debe considerarse que las cargas permanentes son a menudo decisivas. Debe considerarse también las cargas accidentales que puedan colapsar las estructuras.

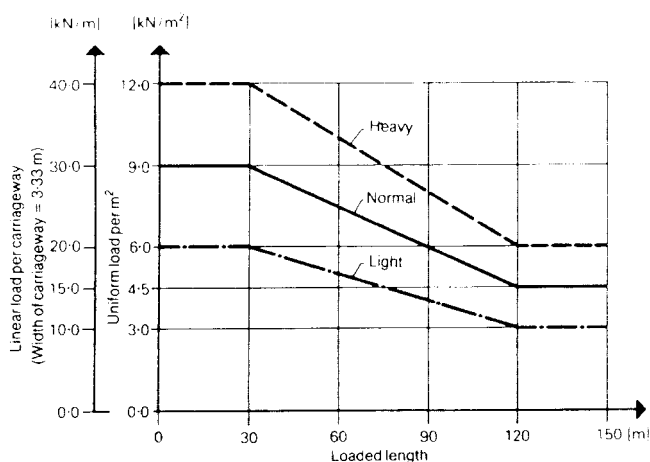
b. Cargas permanentes. Para la serviciabilidad del estado límite, las cargas permanentes deben ser tomadas como cargas con tolerancias normales para los materiales para cada método de construcción. Debe tenerse cuidado en la deflexión de la superestructura y la deformación de los cables la cual depende de la precisión de la estimación de la carga muerta y las cargas permanentes.

Para el estado último las cargas a considerarse dependerán de la filosofía de seguridad, esto se traduce en los factores de seguridad utilizados para los materiales. Rene Whalter recomienda reducir la capacidad de carga dividiendo los factores por $Y_c=1.5$ para concreto y $Y_s= 1.15$ para acero. Las cargas permanentes deben ser incrementadas por los siguientes factores $Y_q=1.35$ para efectos desfavorables y $Y_q=1.00$ para efectos desfavorables. Estos factores son los sugeridos, pero para cada caso particular el diseñador puede escoger sus factores con base a su experiencia.

c. Acciones variables. Se ha demostrado por analistas de tráfico que la carga viva decrementa cuando el área de trabajo aumenta. Este hecho puede ser usado para simplificar de manera realista el proceso de diseño.

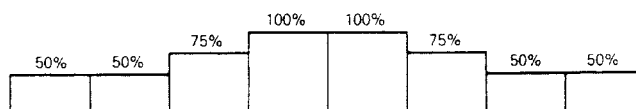
Por la razón expuesta en el párrafo anterior se ha simplificado el cálculo de la carga viva en una simple carga distribuida. Los valores que se exponen en la siguiente tabla pueden parecer altos pero debe notarse que la misma incluye los efectos dinámicos y de vehículos pesados.

Figura 48: Carga viva uniformemente distribuida. Fuente: Cable Stayed Bridges por Rene Whalter.



Para puentes con varios carriles se puede considerar una reducción de carga vertical como se muestra en la siguiente figura. Para considerar los efectos sobre los elementos locales debe usarse una carga puntual de 400 kN para puentes con tráfico pesado y 300 kN o 200 kN para puentes con condiciones normales de tráfico.

Figura 48: Porcentaje de carga para puentes multi carriles. : Cable Stayed Bridges por Rene Whalter



Para combinaciones diferentes autores recomiendan lo siguiente:

$$1.35G + 1.5Q1 + 1.5 \sum \psi_0 Q2 \text{ en condiciones no favorables.}$$

$$1.00G + 1.5Q1 + 1.5 \sum \psi_0 Q2 \text{ en condiciones favorables.}$$

Donde G= cargas permanentes, Q1= acción variable crítica, Q2=otras acciones variables, ψ_0 =coeficiente de reducción para Q2.

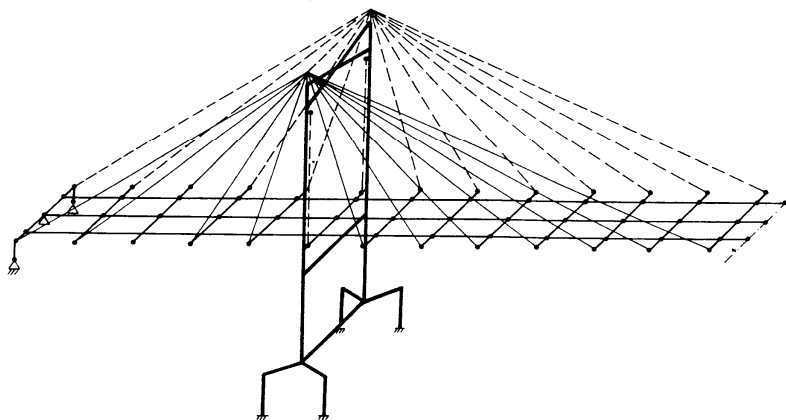
Es importante denotar que estas combinaciones y cargas son sugeridas por el autor, el diseñador debe asumir sus propias cargas y combinaciones en base al contexto.

3. Idealización de la estructura tridimensional.

El modelo de la estructura consiste en una idealización o representación de un sistema con un número determinado de miembros que permiten analizar su comportamiento con suficiente exactitud. Dependiendo de la complejidad de la estructura pueden utilizarse modelos bidimensionales o tridimensionales. Las torres pueden ser representadas como un elemento tipo columna y la superestructura como un elemento tipo viga o un elemento tipo membrana o placa. Los cables pueden ser representados por elementos con una inercia muy pequeña y con un modulo de elasticidad idealizado que tome en cuenta los efectos de la catenaria. Este modelo es posible debido a que los cables son lo suficientemente tensionados por las cargas permanentes y cualquier posible compresión solo es una reducción de la tensión original. Aunque para cables existen elementos que simulan el comportamiento no lineal de los cables y este tipo de elementos debe ser integrado a programas de análisis no lineales.

El uso de modelos tridimensionales es necesario cuando se necesita un análisis mas detallado de determinados aspectos, por ejemplo cuando se necesitan calcular los momentos transversales de la torre, los rangos de influencia de las fuerzas en lo tirantes y los momentos transversales y longitudinales de la superestructura.

Figura 50: Modelo tridimensional de el puente Zarate-Brazo Largo.



4. Cables o tirantes

a. Módulo de elasticidad idealizado. Debido a su poca rigidez ante los momentos los tirantes solo pueden balancear su peso propio tomando la forma de catenaria. Para un módulo de elasticidad idealizado es necesario tomar en cuenta la extensión adicional del tirante cuando cable esta sujeto a fuerzas tirantes. La siguiente ecuación desarrollada por H.J. Ernst toma en cuenta dichos efectos:

$$E_i = \frac{E_c}{1 + (\gamma l)^2 E_c / 12\sigma^3}$$

Donde l = tramo horizontal ($= s \cos \alpha$), σ = esfuerzo en el cable, E_c =Modulo de elasticidad del acero, γ =densidad del cable, s =longitud del tirante.

La ecuación presentada solamente es válida para un valor de esfuerzo σ , pero debido a que las fuerzas pueden variar considerablemente debido a las cargas vivas. Es por ello que H.J. Ernst recomienda un valor secante de modulo de elasticidad. Este módulo secante de elasticidad utiliza un esfuerzo σ promedio entre el esfuerzo menor y el esfuerzo mayor y representa un comportamiento del tirante de forma lineal.

$$E_i = \frac{E_e}{1 + \frac{(\gamma l)^2}{12\sigma_m^3} \cdot \frac{(1 + \mu)^4}{16\mu^2} E_e}$$

$\mu = \sigma \text{ menor} / \sigma \text{ mayor}$ y $\sigma_m = (\sigma \text{ menor} + \sigma \text{ mayor})/2$

b. Diseño preliminar. Cuando se considera un puente en el estado operacional es posible considerar la superestructura como una estructura continua rígidamente apoyada sobre los tirantes. Entonces es posible calcular las reacciones en los apoyos bajo cargas permanentes idealizando la superestructura como una viga continua sobre apoyos rígidos. Por esta razón la fuerza que soporta los tirantes es igual a: $N = R / \text{seno } \alpha$.

Sabiendo esto las fuerzas en los tirantes es necesario determinar el esfuerzo permisible σ_g bajo el peso propio y las cargas permanentes para establecer la sección de acero. Para tratar este problema de manera simplificada, se puede asumir que bajo cargas super impuestas, el tirante levanta una fuerza Nq , proporcional a la fuerza Ng , la cual es producida por las cargas permanentes. El valor de σ_g está ligado al parámetro η , el cual es definido como el cociente entre el valor del peso muerto y el peso vivo ($\eta=q/g$).

Cuando el valor de η es alto, la variación del esfuerzo se vuelve decisiva y entonces no se puede utilizar toda la capacidad de carga de los cables (criterio de fatiga). Cuando η es bajo la variación de los esfuerzos es menor entonces puede utilizarse la capacidad total de carga de los cables (criterio de resistencia). Para estos dos criterios las ecuaciones que definen el esfuerzo σ_g como función de η son las siguientes:

$$\text{Para el criterio de resistencia: } \sigma = \frac{g}{g+q} \sigma_{per} = \left(1 + \frac{q}{g}\right)^{-1} \sigma_{per}$$

$$\text{Para criterio de fatiga: } \Delta\sigma_{per} = \frac{Nq}{A} = \frac{NqNg}{ANg} = \frac{Nq}{Ng} \sigma_g$$

$$\text{De donde: } \sigma_g = \left(\frac{q}{g}\right)^{-1} \Delta\sigma_{per}$$

El valor máximo de esfuerzo permitido en los tirantes es generalmente definido por:

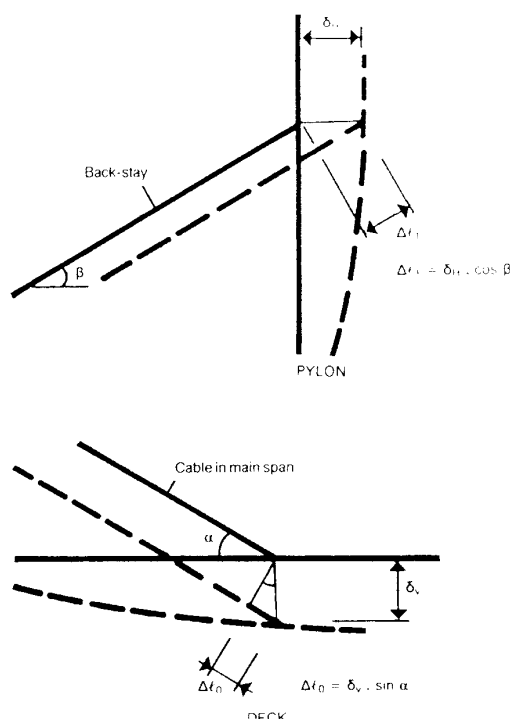
$$\sigma_{per} = 0.45 \beta_z \text{ donde } \beta_z \text{ es el esfuerzo de ruptura del acero.}$$

c. Esfuerzo en el estado permanente. El esfuerzo del estado permanente no puede calcularse directamente. Si las cargas muertas y vivas se aplican conforme al método de diseño elegido, los tirantes se extenderán y la estructura se deformará. Esto no sucede en la realidad puesto que la extensión de los cables es absorbida por las cabezas de los anclajes. Otro problema a considerar es el cambio del estado permanente con el transcurso del tiempo. Esto es cierto en estructuras de concreto a compresión donde el creep produce acortamiento, el cual resulta en deformación de la superficie de rodadura.

El cálculo de los acortamientos es un proceso iterativo. El desplazamiento vertical de la superestructura es influenciado por los momentos longitudinales de la superestructura. Para simular los efectos descritos anteriormente se pueden utilizar los siguientes procedimientos:

Las torres son sujetas de desplazamiento en la dirección horizontal y los tirantes para el tramo central son acortados a manera de obtener cero deflexiones en el deck. Las torres son liberadas a los tirantes de los tramos laterales son acortados a manera de cancelar las deflexiones en el deck y los desplazamientos horizontales en la torre.

Figura 51: Acortamiento de los tirantes calculados de las deformaciones de la torre y el deck.



d. Esfuerzo bajo cargas de tráfico. Las líneas de influencia hacen posible conocer con precisión las fuerzas normales de los tirantes debido a las cargas vivas distribuidas y puntuales. Sin embargo, el uso de líneas de influencia es únicamente posible si el comportamiento estático de la estructura puede ser asumido como elástico y lineal (principio de superposición).

Aunque el comportamiento de un cable atirantado es no lineal, es posible utilizar el módulo de Ernst con suficiente precisión para puentes de dimensiones considerables. También se puede auxiliar de programas de cómputo para estimar los efectos de segundo orden pues los mismos pueden tener efectos moderados en la torre y el deck en el estado operacional. La influencia de la no linealidad de los materiales debido al acortamiento plástico o el creep, puede ser simplificados para el cálculo con programas convencionales elásticos utilizando cargas de temperatura o reducción de el módulo de elasticidad para simular el creep.

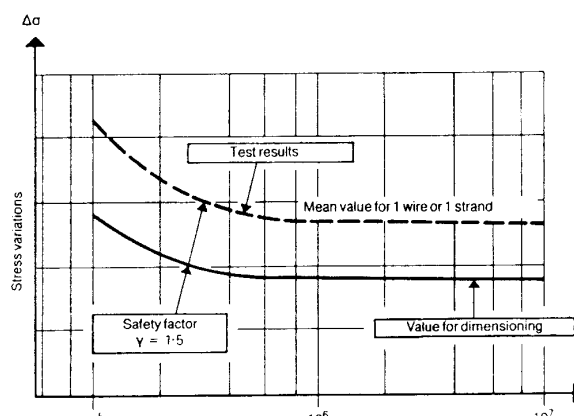
d. Dimensionamiento de cable bajo el fundamento de fatiga. Los tirantes deben ofrecer suficiente resistencia a la fatiga a lo largo de la vida útil de la estructura. Para el dimensionamiento por fatiga debe tomarse en cuenta dos factores. El primero consiste en la fatiga por cargas cíclicas. El segundo consiste con el esfuerzo de fatiga, factor para el cual se introduce un factor de seguridad.

Para el dimensionamiento por cargas cíclicas se debe considerar que las cargas que producen variaciones significativas de los esfuerzos son las que deben considerarse como cargas cíclicas. En el caso de puentes de múltiples tirantes solamente los vehículos pesados son los que influyen en este requerimiento. En ausencia de datos puede utilizarse el valor $Q_{fatiga} = 400\text{Kn}$ como carga concentrada para cada carril de la superestructura.

Por otra parte cuando se trabaja con resistencia por fatiga es necesario introducir factores de seguridad que cubran las incertezas de manera apropiada. Un método consiste en establecer una curva Wholer, y luego deducir las variaciones permisibles de esfuerzos por el uso de factores de seguridad. Como regla general el valor de $\Delta\sigma_{test}$ es relativo a 2 millones de ciclos.

$$\Delta\sigma_{per} = \frac{\Delta\sigma_{test}}{1.5}$$

Figura 52: Diagrama de dimensionamiento por fatiga.



5. Torre

a. Introducción. Las torres de los puentes de cable atirantado están sujetas a un gran nivel de compresión debido a que las mismas soportan casi todo el peso propio y cargas de la estructura. Estos miembros bajo efectos de volteo pueden volverse inestables. Según las nuevas regulaciones el dimensionamiento de las torres debe tener el doble de capacidad de diseño para servicio y capacidad de carga. Se hace especial mención que las alternativas para construcción con acero son menos económicas y que el comportamiento de las secciones de concreto es menos lineal que las secciones de acero.

b. Serviciabilidad del estado límite. En el estado de servicio las torres son usualmente soportadas por los tirantes en la dirección longitudinal, siendo por lo tanto los efectos de segundo orden no considerables y la compresión ocasionada por las cargas permanentes y vivas es suficiente para que todo el conjunto se comporte de manera homogénea. El comportamiento estructural longitudinal de las torres en el estado de servicio puede ser analizado utilizando un modelo elástico y lineal para el diseño. El diseño longitudinal en el estado de servicio está dirigido a estimar deflexiones y esfuerzos homogéneos. Estos efectos deben cubrir además de las cargas vivas, los efectos de temperatura y el encogimiento del concreto. De ser posible los arreglos de tirantes deben cancelar los efectos producidos por el creep.

El diseño transversal del puente debe soportar las acciones del viento o fuerzas fuera de línea en los tirantes. El uso de brazos independientes es efectivo en puentes con suspensión central. Cuando se trabaja con puentes de suspensión lateral debe ponerse atención a los momentos producidos por los tirantes bajo cargas permanentes. Cuando la altura de las torres es considerable es necesario cancelar los efectos de los momentos en el plano vertical para prevenir el creep y que el mismo tenga efectos no manejables sobre las deformaciones y la capacidad de carga de los brazos de la torre. Debe considerarse también que la fuerza del viento es dominante y que los efectos del arrastre dinámico pueden ser necesariamente revisados en un túnel de viento con un modelo a escala.

Cuando el sistema de torres posee sus brazos conectados transversalmente el viento ya no es una carga considerable para la estructura y la carga dominante es causada por la desviación de los tirantes con respecto a los brazos de la torre. Los sistemas estáticos de este tipo hacen posible descartar los efectos de segundo orden en el estado de servicio. Por otra parte los momentos transversales bajo cargas permanentes son las predominantes y la influencia del creep puede ser importante. Para tales efectos debe considerarse el uso de un módulo de elasticidad E_0 , que considere el efecto del creep y la no linealidad de los materiales bajo cargas instantáneas.

c. Verificación de la capacidad de transporte de carga. La revisión de la capacidad de carga de las columnas es importante considerarse cuando:

- Cuando el valor de la carga última es afectado por la no linealidad geométrica (efectos de segundo orden) y la no linealidad de los materiales (fisuramiento y creep del concreto).
- La fuerza normal compresiva es introducida progresivamente a lo largo del eje de las torres y la sección transversal del miembro a compresión varía considerablemente.
- Los tirantes aplican una fuerza horizontal restrictiva en el estado deformado.

Para el diseño por computadora de modelos de concreto reforzado se recomiendan los siguientes pasos:

- La estructura es discretizada en secciones separados por elementos con esbelteces constantes.
- Para cada carga la rigidez de los elementos debe ser determinada por un proceso iterativo para asegurar que las cargas y la resistencia se mantiene.

Cuando se construyen estructuras de concreto de grandes dimensiones, donde las torres tienen una gran esbeltez, es necesario considerar la resistencia del concreto a tensión y la contribución del concreto esforzado en el estado fracturado. Este desempeño de la sección fracturada puede obtenerse de manera aproximada dándole al esfuerzo del concreto un diagrama ficticio triangular más allá del eje neutral donde las áreas tiendan a cero y el acero en tensión se plastifique. Si las torres son sometidas a momentos considerables en la dirección transversal debe considerarse los efectos del creep bajo cargas permanentes.

6. Diseño de la superestructura

a. Introducción. La superestructura de los puentes de cable atirantado posee apoyos elásticos de los tirantes y las fuerzas normales introducidas por las pendientes de los mismos. Estos factores introducen problemas de inestabilidad y efectos de segundo orden el diseño del deck.

En el estado de servicio la estructura se mantiene de manera homogénea y elástica. Sin embargo en el estado límite último es difícil de entender debido a la representación del modelo y la ausencia de una filosofía consistente de seguridad. Pero generalmente se considera suficiente estimar la capacidad de transmisión de carga a través de los componentes (cables, torres y superestructura), sobre la base del campo de fuerzas elásticas.

b. Modelo representativo y diseño elástico. Cuando se trabaja con estructuras con sección transversal sujetas a considerables deformaciones, las cargas en la superestructura pueden ser determinadas de manera aceptable utilizando modelos con elementos tipo placa o elemento finito. Cuando se poseen estructuras con secciones transversales con poca capacidad de deformación es posible determinar las dimensiones separando el diseño transversal y longitudinal. El diseño transversal puede ser hecho de manera independiente utilizando métodos aplicados a estructuras convencionales. Cuando la superestructura consiste en una placa delgada, el comportamiento bajo carga permanente debe ser analizado de manera detallada con el uso de una modelo de placa en donde los tirantes sean representados como apoyos rígidos. El efecto de membrana puede ser estimado con el uso de este modelo.

c. Verificación de serviciabilidad. Los requerimientos de servicio de la superestructura dependen del tipo de puente (vehicular o de tren), y de los códigos de diseño. Las tendencias modernas apuntan a la importancia del estado permanente. En el caso de las estructuras de concreto debe revisarse los efectos de fracturamiento bajo la acción de cargas vivas si las mismas son mucho más grandes que la de peso propio, o en caso de que el ambiente sea sumamente corrosivo. Si no se poseen cargas vivas muy altas comparadas con las muertas debe tratar de mantenerse un estado homogéneo para las cargas de temperatura o efectos a largo plazo. Debe tratar de mantenerse las deflexiones dentro de los límites permitidos por los códigos. Cuando se trabaja con superestructuras compuestas debe tenerse especial cuidado con la redistribución de las fuerzas normales de compresión en las vigas de acero como resultado del creep de la superficie de rodadura.

d. Verificación de la capacidad de transporte de carga. El cálculo del estado último global en un puente de cable estabilizado que permita no linealidad geométrica y de materiales puede ser resuelto utilizando un modelo de marcos planos. En la mayoría de casos la verificación de la capacidad de transmisión de cargas puede resolverse utilizando la teoría de la plasticidad.

El cálculo de la capacidad de transmisión puede hacerse sobre la base de envolvente de momentos, las mas desfavorables combinaciones de carga en combinación con las cargas muertas de secciones pesadas. Si el comportamiento longitudinal puede ser representado por una viga, el uso de líneas de influencia es de gran utilidad en el chequeo del deck. Debe tenerse especial cuidado con las fallas frágiles utilizando para lo cual un buen detallado en especial en las zonas de anclajes.

e. Cargas de izado. Cuando las estructura se izan utilizando un método tradicional de construcción, los cálculos pueden hacerse sobre la base de los puentes tradicionales. Cuando se utiliza el método de colocación de cajón y tensado de tirante es importante denotar que para cada etapa de construcción es necesario el cálculo de las fuerzas de los tirantes y las consecuentes deformaciones. Para tales etapas se recomienda considerar las siguientes etapas:

- Calcular el estado permanente de la estructura en un tiempo que tienda al infinito.
- Calcular la estructura quitando el efecto del encogimiento y el creep en un tiempo “t”, que es el tiempo de construcción.
- Quitar las sobrecargas muertas.
- Poner las cargas de los equipos de izado.
- Modificar los esfuerzos de los cables los esfuerzos de los tirantes que estan siendo colocados.

C. Análisis dinámico

1. Introducción. En general las cargas que general problemas dinámicos en los puentes de cables estabilizados son los siguientes:

- Estabilidad aerodinámica
- Efectos fisiológicos
- Sismos.

La estabilidad aerodinámica de los puentes de tirantes ha sido históricamente hablando una de las principales consideraciones a tomarse en el tema de seguridad de este tipo de puentes debido a que estas estructuras son susceptibles a el fenómeno de lo vortex de viento que comúnmente causa fatiga en los sistemas de suspensión. El problema de vibraciones puede causar efectos fisiológicos que dependen de la percepción de las personas pero que deben considerarse en el nivel de servicio. Para los efectos sísmicos es esencial el conocimiento de las frecuencias y modos de vibración de los puentes para la debida estimación de fuerzas que la afectan.

2. Frecuencias naturales y principales modos de vibración. Actualmente existen

varios métodos para calcular la frecuencia de una estructura. Para simplificar las operaciones numéricas la masa de la estructura es concentrada en un número discreto de puntos separados y la influencia del amortiguamiento es despreciada. Los métodos más comunes son el de Rayleigh y el de Stodola. El método de Stodola se basa en ecuaciones diferenciales de movimiento, método de determinantes y el método de la interacción de una matriz. El método de Rayleigh se basa en consideraciones de energía, es un método más simple e iterativo.

El método de Stodola utiliza una matriz de determinantes basada en el movimiento de un sistema no amortiguado con “n” grados de libertad, en oscilación libre la matriz se escribe de la forma: $M\ddot{V} + KV = 0$. La ecuación que expresa la relación de la rigidez, el periodo y la deformación es la siguiente: $(K - w_j^2 M)V_j = 0$. Esta ecuación es usada por la mayoría de programas de estructuras para el análisis dinámico.

El método de Rayleigh esta basado en el principio de conservación de la energía y es utilizado en un estudio aproximado de sistemas con un número considerable de grados de libertad. La exactitud del método depende de la deformación que de ser posible debe aproximarse a alguno de los modos de vibración.

La expresión generalizada del método de Rayleigh es la siguiente:

$$w^2 = \frac{\sum_{i=1}^n p_i v_i}{\sum_{i=1}^n m_i v_i^2}$$

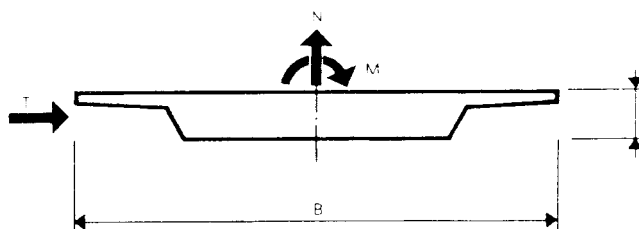
3. Comportamiento aerodinámico

a. Introducción. Dependiendo de la ubicación geográfica un puente de cable atirantado puede estar expuesto a vientos transversales que producen considerables efectos. El flujo de aire induce a la estructura a oscilaciones en momentos y torsión que pueden producir el levantamiento de la superestructura, el cual es conocido como fenómeno de aleteo.

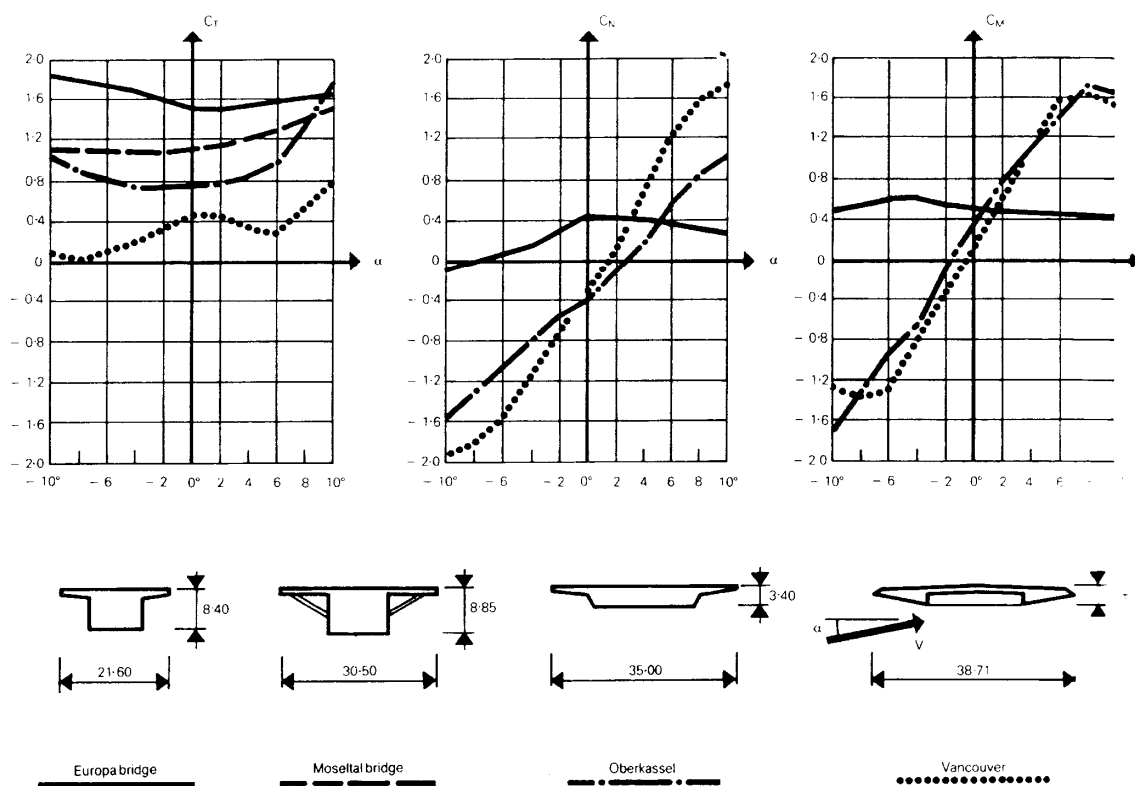
Cuando la superestructura es sometida al viento la misma experimenta fuerzas estáticas las cuales pueden ser consideradas como tres acciones: una fuerza horizontal T, una fuerza vertical N y un momento torsional M. Estos efectos dependen de la presión de viento “q”, la forma de la sección (Coeficientes Ct, Cn y Cm), y el ángulo de incidencia del viento α .

Aunque se han hecho numerosos estudios respecto a la forma de la sección de las superestructuras y su incidencia con el viento, siempre es necesario el uso de un túnel de viento para determinar los factores Ct, Cn y Cm. Las ecuaciones de las cargas son las siguientes: $T=C_t q h l$, $N=C_n q h l$, $M=C_m q h l$, Donde l= longitud de la estructura, h = profundidad del deck y B = ancho del deck.

Figura 53: Fuerzas introducidas a la superestructura por el viento.



A manera de ejemplo se presenta los resultados de cuatro puentes con distintas superestructuras y cuyos coeficientes son en función del ángulo de incidencia del viento.

Figura 53: Coeficientes C_t , C_n y C_m en función de forma del deck y del ángulo α .

b. Oscilaciones forzadas debido a vórtices. El fenómeno de aleteo puede ser inducido por los vértices del viento. La forma del deck es fundamental en el flujo del aire y si la sección no se le da una forma apropiada los vórtices pueden dañar la

misma. Para evaluar los efectos de los vórtices se utilizan las ecuaciones de Reynolds y Strouhal las cuales son las siguientes:

$$Re = VB/v \quad \text{y} \quad S = fh / V$$

De donde V es igual a la velocidad del viento, B el ancho del deck, v la viscosidad cinemática del aire ($0.15 \text{ cm}^2/\text{s}$), f la frecuencia de los vórtices que depende de la velocidad V .

Si la frecuencia f es cercana a la frecuencia natural de la estructura existe el riesgo de resonancia. El número de Strouhal tiene un valor promedio de 0.1 a 0.20 para un puente con un deck de una altura h (0.10 si el aire fluye de una lado solamente), de este valor es posible calcular la velocidad crítica del viento.

En general, para reducir los efectos del vórtice es necesario el uso de deflectores para darle una forma aerodinámica al deck, aunque para este objetivo es necesario el uso de túneles de viento que demuestren la efectividad de los mismos. Esto puede observarse en las siguientes figuras:

Figura 55: Deck sin deflectores de viento

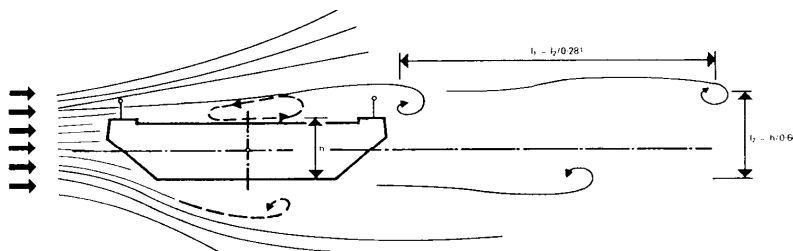
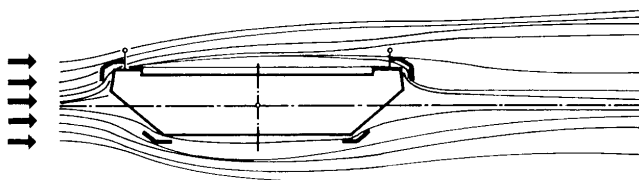


Figura 56: Deck con deflectores de viento.



c. Auto excitación. Cuando el deck es sometido a una velocidad crítica V_{cr} en la cual el amortiguamiento del sistema no puede disipar completamente entonces se induce el fenómeno de auto excitación. Este fenómeno ocasiona momentos y torsión al deck debido a las fuerzas aerodinámicas. Por esto mismo la velocidad crítica del deck debe ser mayor que cualquier velocidad de viento del sitio, siendo aconsejable seleccionar un deck que tenga una rigidez considerable contra la torsión o el uso de dos planos de cables. Por otra parte cuando el deck es mas ancho mejor es el desempeño del mismo ante el aleteo.

Para el análisis de la auto excitación es necesario el cálculo de la velocidad crítica del aleteo con base a la teoría de Theodorsen y corregir el fenómeno de acuerdo a la reducción del coeficiente η con base a la forma del deck. La velocidad crítica se calcula en base a tablas y las mismas se basan en la razón ϵ entre la frecuencia torsional y de flexión, la masa y el ancho del deck. El coeficiente η de la forma de la sección y en ϵ , los cuales son obtenidos completamente de resultados experimentales en túneles de viento. Para deck muy delgados se obtienen valores por el orden de 0.8. Cuando el deck es posee secciones pesadas dicho valor puede ser de 0.1. Aunque el ángulo de incidencia del viento puede agravar el fenómeno de la inestabilidad, en la práctica dicho ángulo no excede el rango de 3 a 9 grados los cuales reducen el factor η en 0.5 para deck delgados y 0.3 para decks con forma de caja.

Figura 57: Gráficos de relación de la velocidad crítica y el coeficiente ϵ .

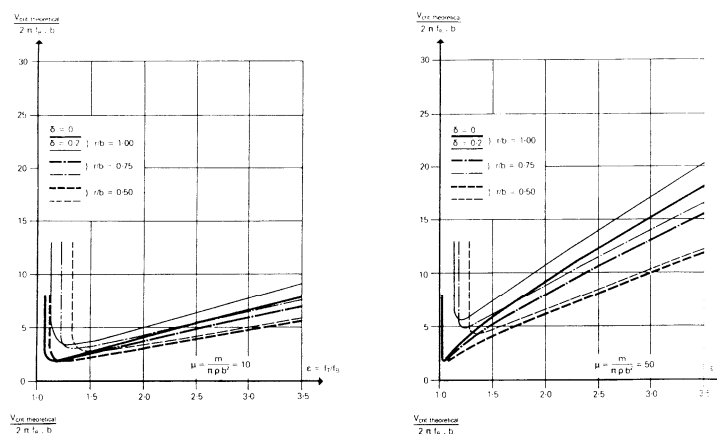
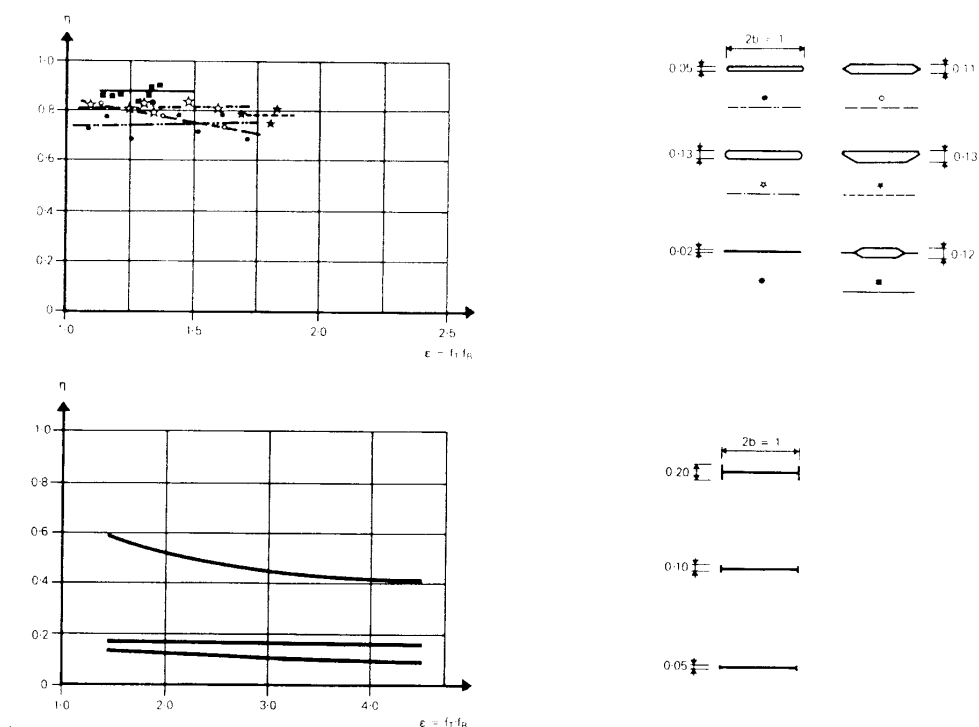
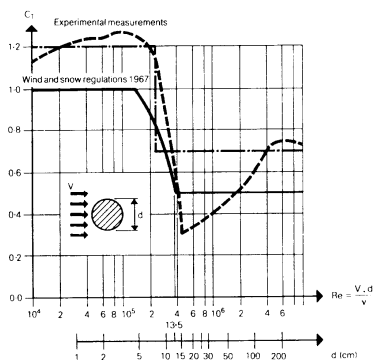


Figura 58: Gráficos de relación corrección del coeficiente η .

d. Oscilación de los cables. El viento generalmente fluye alrededor de los tirantes ocasionando fuerzas de arrastre. Este efecto depende de la ecuación de Reynolds y el diámetro d del cable. $Re = 4.04dq^{0.5}/v$, donde d es el diámetro del tirante en metros, v es la viscosidad cinemática del aire ($15 \times 10^6 \text{ m}^2/2$), y q es la presión del viento. Aunque los códigos son a veces no muy precisos entre los valores teóricos y reales debe hacerse estudios en túneles de viento para determinar estas diferencias.

Figura 59: Coeficiente de arrastre de los cables en base al número de Reynolds.



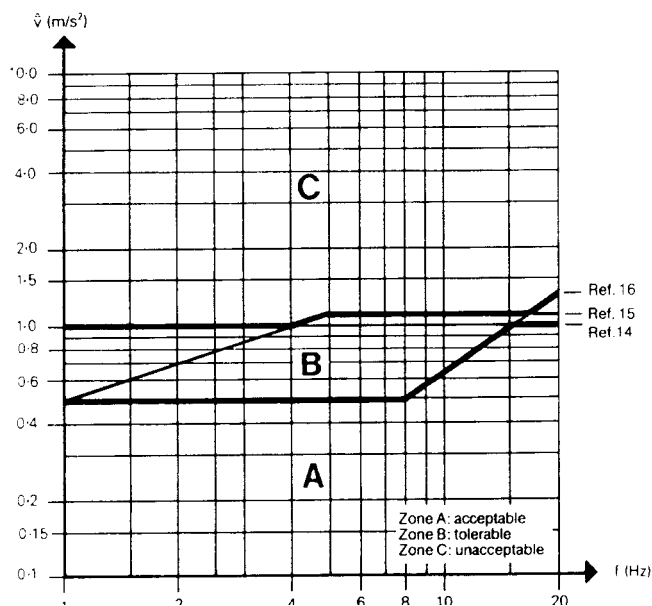
4. Consideraciones de serviciabilidad

a. Escalas de percepción. La vibración puede tener efectos fisiológicos y psicológicos en los usuarios del puente, cuestión que depende de las características del mismo. Los parámetros que influyen en las personas son los siguientes:

- Psicológicos: cada persona tiene una percepción diferente de la de otra.
- Situación: que depende si la persona esta parada, caminando, etc.
- Intensidad, vibración, frecuencia y duración de la exposición.
- Amortiguamiento: La inconveniencia decrementa cuando incrementa el factor de amortiguamiento.
- Experiencia del usuario: Los usuarios cierto grado de vibración en estructuras muy esbeltas situación que provoca mayor tolerancia.

Para evaluar los efectos anteriormente mencionados los códigos recomiendan las siguientes escalas:

Figura 60: Aceptabilidad de vibraciones en base a la aceleración y frecuencia.



5. Comportamiento sísmico

a. Introducción. Los puentes de cable atirantado son estructuras que poseen un número limitado de apoyos (torres, pilones, etc), que pueden absorber desplazamientos durante estas acciones. Estas estructuras por su gran longitud pueden ser afectadas por desplazamientos permanentes que pueden cambiar la longitud la luz a cubrir. Los movimientos diferenciales en las cimentaciones pueden dañar seriamente los puentes, debido a tal cuestión debe considerarse una buena interacción entre el suelo y la estructura.

b. Análisis sísmico. Los métodos analíticos del sismo pueden ser de dos maneras.

La primera es aplicar cargas estáticas equivalentes a la estructura en función de la masa de la misma (método estático equivalente). El otro método consiste en un análisis dinámico que preferiblemente incluya las interacciones de la torre, deck y cimientos, y que tome en cuenta también por lo menos cuatro grados de libertad.

Los puentes de cable estabilizado tienen acciones específicas a considerarse durante un sismo entre las cuales está la flexibilidad del puente, que ocasiona frecuencias naturales del orden de 0.3 a 1. Resultado de esto es que la estructura es teóricamente poco sensitiva a la excitación sísmica. Los códigos abordan el problema de los sismos mediante el tipo de sitio, diseño de las cimentaciones, calidad de los materiales, formas geométricas y detalles estructurales. Otras consideraciones que deben tomarse en cuenta es que los puentes generalmente son diseñados bajo el rango elástico, pero la estructura debe poseer cierta capacidad de trabajo en el rango inelástico para poder deformarse plásticamente para absorber el exceso de energía transmitido por la excitación sísmica.

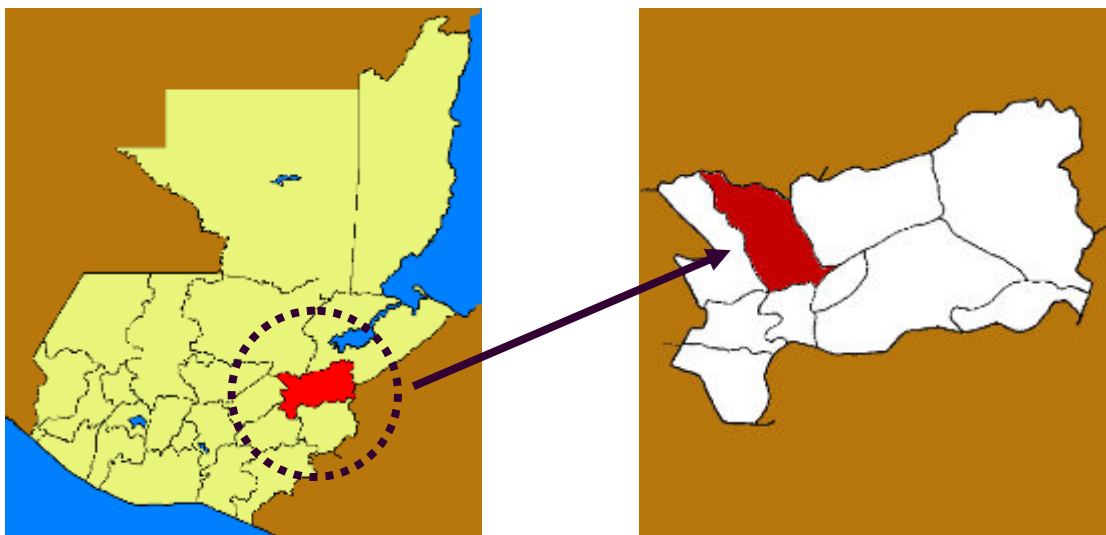
Es necesario considerar arreglos en los puentes que prevengan daños serios en la estructura, para lo cual es uso de amortiguadores hidráulicos o aisladores de neopreno pueden ser necesarios para limitar el riesgo de colapso.

V. PROYECTO

A. Estudio de sitio y configuración de puente

1. Estudio general del sitio. El municipio de Teculután, se encuentra situado en la parte Noroeste del departamento de Zacapa, en la Región III o Región Nor-Oriental. Se localiza en la latitud $14^{\circ} 59' 16''$ y en la longitud $89^{\circ} 43' 06''$. Limita al Norte con el municipio de Panzós (Al

Figura 61: Ubicación del proyecto en el contexto nacional.



"La etimología de Teculután puede provenir del Nahuatl tecolotl = tecolote (búho virginianus), lo que significa lugar de tecolotes. Teculután celebra su fiesta titular del 4 al 7 de febrero, fiesta en honor a la Virgen de Candelaria. Durante estas celebraciones, se llevan a cabo eventos religiosos, sociales, deportivos, culturales, ferias agrícolas y ganaderas, que se han hecho muy populares

Su economía se basa en la agricultura de productos como: Maíz, frijol, tabaco, caña de azúcar de la cual elaboran panela. También se da la producción agrícola de plátanos, frutas y demás productos del clima. Entre sus principales medios de comunicación se encuentra la carretera del Atlántico que pasa por el lado norte de la cabecera, comunicándolo con Puerto Barrios y con la capital. También hay carreteras que lo comunican con Zacapa, Río Hondo y Estanzuela.

Figura 59: Vías de comunicación del departamento de Zacapa.



Teculután está bañado por los ríos: Blanco, Chiquito, El Chorro, La Palmilla, Motagua, Negro, Santa Cruz y Teculután; el riachuelo Chiquito; y las quebradas: Barranca Seca, de Agua, del Oratorio, El Amatillo, El Salto, Honda, Las Escobas, Las Minas

Figura 63: Ríos del departamento de Zacapa.

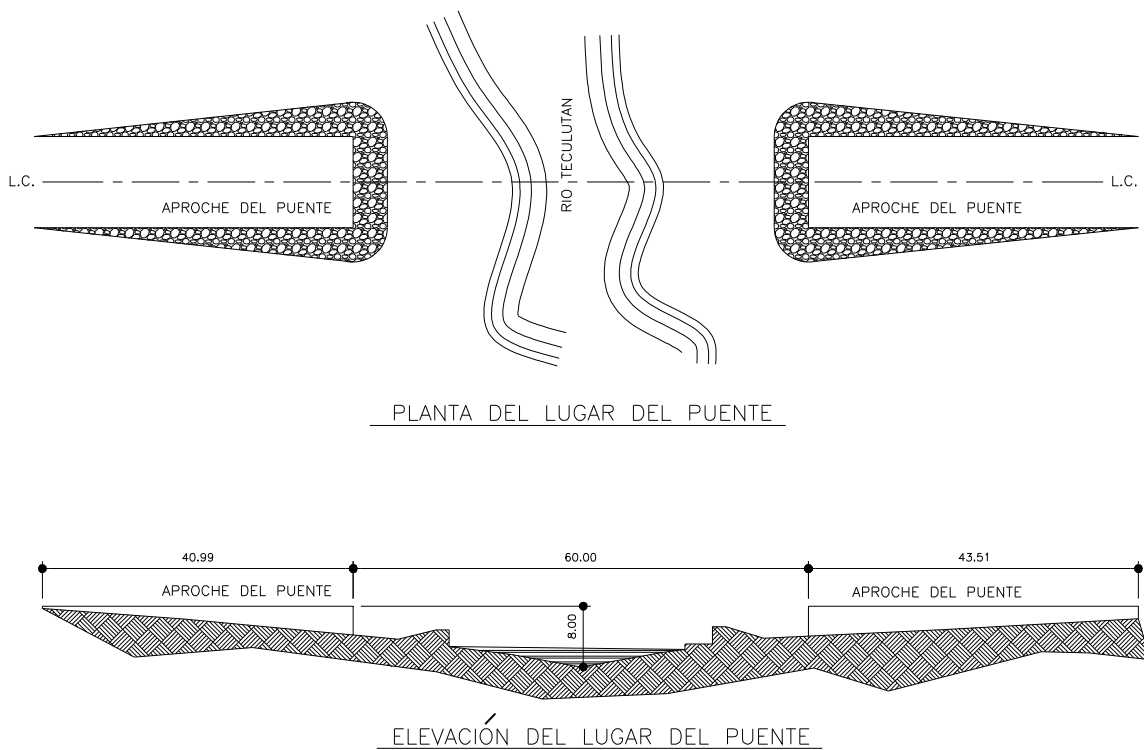


Figura 64: Clima del departamento de Zacapa.



2. Situación del proyecto.

Figura 62: Planta y elevación de la ubicación del puente.



3. Configuración geométrica de puente . Arquitectónicamente hablando no existe un precedente en el diseño puentes de cable atirantado en el contexto local. Por tal razón no existe alguna limitante en cuanto al estilo o formas geométricas.

Por otra parte como es bien sabido Guatemala es una zona altamente sísmica y como parámetro de construcción y configuración geométrica en estas zonas se recomienda simetría, regularidad, redundancia.

Retomando los conceptos del capítulo 3 respecto a la configuración geométrica se determina que la mayoría de puentes de cable atirantado en la actualidad poseen en la dirección transversal dos planos de cables, generalmente en los lados de la cubierta. También debe considerarse que los sistemas son caracterizados por columnas muy rígidas que absorben los momentos por carga viva. La cubierta es sujeta a momentos moderados, especialmente si los cables no están muy separados. El resultado es una sección de cubierta esbelta, donde las dimensiones son en función de los momentos y fuerzas directas.

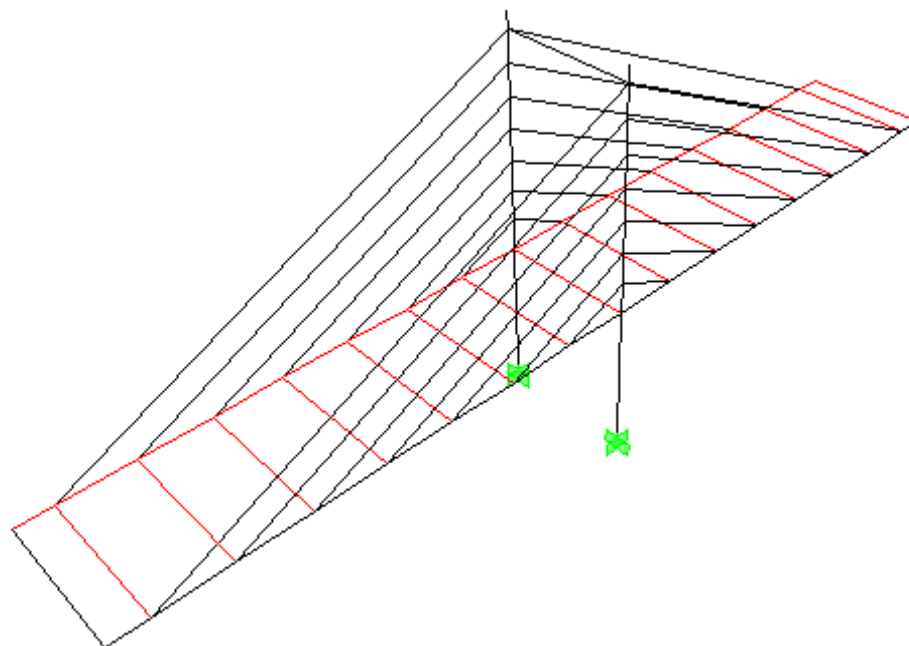
Por las razones expuestas se seleccionó por cuestiones de simetría un puente de tramo central con dos luces de 30 metros. La cubierta será un sistema de vigas apoyadas en los tirantes. El puente se dedicara al paso vehicular y peatonal.

a. Cables. Retomando los conceptos del capítulo 3 respecto a la configuración geométrica se determina que en los puentes con suspensión vertical lateral, los cables están en tensión casi rectilinear, asegurando una conexión más rígida entre las columnas y la cubierta. Las deformaciones últimas son debidas a las vibraciones y tensiones moderadas de los cables, así como las deformaciones de las columnas.

El espaciamiento de los tirantes depende de varios factores, en particular del ancho y forma de la cubierta. Cuando la cubierta es de concreto, espaciamientos de 5 a 10 metros puede ser esencial en estructuras con tramos largos. La elección de espaciamiento depende también del equipo de izado. Cuando la cubierta es construida con secciones prefabricadas, es necesario aplicar preesfuerzo durante el izado con el fin de mantener las secciones juntas. Sin embargo, si la cubierta es preparada “in situ”, es posible usar los tirantes para que actúen como apoyos y así evitar el preesfuerzo de izado.

Por las razones expuestas se selecciono los tirantes en forma de arpa a un ángulo de 45 grados con una separación media de 4 metros. Los cables coincidirán con las intersecciones de vigas de la superestructura con el propósito de evitar esfuerzos de flexión y de esta manera transmitir las cargas de forma axial a los cables sin momentos que puedan causar efectos de segundo orden en las coplas de superestructura y cables. La configuración transversal puede verse en la siguiente figura.

Figura 66: Configuración de los tirantes en conjunto con el deck.



b. Superestructura. Retomando los conceptos del capítulo 3 respecto a la configuración geométrica se determinó que los decks con alta inercia longitudinal no son favorables debido a que absorben momentos considerables, sin reducir de manera significativa las fuerzas en las torres y los cables. Además como se vio en los criterios de diseño, los momentos longitudinales se incrementan cuando la cubierta es más rígida, razón por la cual es apropiado diseñarlas lo más flexible posible. Por otra parte para los puentes con múltiple suspensión lateral es posible configurar cubiertas flexibles ya que los momentos longitudinales son relativamente bajos y no es necesaria una rigidez torsional alta. Las dimensiones mínimas son dadas por los momentos transversales y por las cargas puntuales inducidas en los anclajes. Estos dos efectos inciden (transversal y longitudinal), en el diseño de la cubierta, y en la práctica es difícil hallar un balance entre ambos. Es por ello que la suspensión axial es más factible y lógica.

Por las razones expuestas se seleccionó una cubierta o deck de concreto reforzado, con vigas de 0.4 x 0.6 metros separadas cada cuatro metros. Dichas vigas van atirantadas por los cables en los nudos a manera de tener suspensión axial.

c. Torre. Retomando los conceptos del capítulo 3 respecto a la configuración geométrica se determinó que sin importar el número de tramos o de arreglos adoptados es importante entender que la estructura se comporta como puente flotante en la dirección longitudinal. Las torres deben soportar las fuerzas debido a viento, frenado de vehículos y sismo, con el fin de mantener la estabilidad en general. Esta provisión se traduce en pilones fuertes en la parte inferior de la cubierta

Cuando la estructura posee dimensiones moderadas los pilones pueden construirse como dos brazos independientes, localizando los tirantes en el mismo plano vertical, eliminando así las fuerzas transversales producidas por los desplazamientos.

Cuando el tramo del puente y la altura de los pilones bajo la cubierta se vuelve mayor, es necesario el atirantado transversal con el fin de reducir los momentos transversales producidos por las pendientes de los cables. En general la rigidez de la torre es la que conserva la estabilidad general del puente. Es por lo tanto necesario altos valores de inercia para la estabilidad general de la estructura.

Por las razones expuestas se seleccionó un sistema de 2 Columnas principales de 2.0 x 2.0 metros unidos por 2 vigas de rigidez de 1 x 2.0 m. y con 24 metros de altura. Las columnas son de pila central con 30 metros de luz a sus extremos.

d. Cimentación. Como el puente posee dimensiones moderadas se considera que puede utilizarse una cimentación flotante de dimensiones medianas. Esto con el objetivo de evitar el uso de pilotes que pueden volver técnica y económicamente menos factible el puente.

B. Configuración constructiva y de materiales

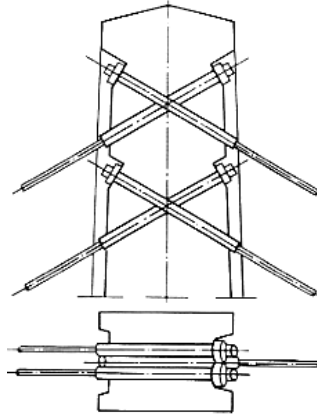
Debido a las limitantes tecnológicas se evitarán excesos constructivos y se buscará el uso de materiales accesibles al contexto nacional y con un mínimo acceso a materiales de acceso internacional. En este caso específico el único elemento que no es foráneo es el uso de los tirantes.

1. Cables. Retomando los conceptos del capítulo 3 respecto a la configuración geométrica se determinó que las principales consideraciones a tomarse en los detalles constructivos de las torres son los siguientes:

- Los anclajes deben ser accesibles y permitir el reemplazo de los cables.
- El detallado estructural debe permitir la ubicación simple y económica de los tirantes.
- Las fuerzas horizontales de los tirantes deben ser balanceadas de manera simple y permanente sin la introducción de torsión en la torre.

Cuando la estructura posee dimensiones moderadas las torres pueden tener anclajes colocados en orificios desde el exterior. Esta solución es apropiada para puentes en arpa y semi arpa.

Figura 67: detalle de anclaje exterior a usarse



Económicamente hablando, la construcción de torres de acero es más costosa que las de concreto. Las torres de concreto en general presentan apreciables ahorros en la construcción así como en mantenimiento. Aunque, cuando se construyen torres con brazos inclinados, la economía se puede ver afectada. Por las razones expuestas se selecciono el uso de tirantes con anclaje externo en las torres y se utilizara cables y anclaje del sistema BBR tipo Strand o de hebras.

2. Superestructura. Retomando los conceptos del capítulo 3 respecto a la

configuración geométrica se determinó que cuando la cubierta es construida con secciones prefabricadas, es necesario aplicar preesfuerzo durante el izado con el fin de mantener las secciones juntas. Sin embargo, si la cubierta es preparada “in situ”, es posible usar los tirantes para que actúen como apoyos y así evitar el preesfuerzo de izado.

La idea de múltiples cables de suspensión, inicialmente desarrollado para estructuras de acero, rápidamente dio lugar a la construcción de cubiertas de concreto preparadas “in situ”, o prefabricadas, por el método de colocado de una sección y suspensión a través de los tirantes. Esto favorece a las fuerzas en la sección transversal, que permanecen moderadas durante la construcción y el equipo necesario para el izado es mínimo. Las ventajas del uso de cubiertas de concreto son las siguientes: Son puentes económicos, poseen gran rigidez, deflexiones mínimas y buen amortiguamiento ante vibraciones. Por las razones expuestas se trabajara con vigas de concreto reforzado armadas y fundidas in situ y sin el uso de prefabricados que puedan encarecer el proyecto.

3. Torre. Retomando los conceptos del capítulo 3 respecto a la configuración

geométrica se determinó que con los tirantes en patrón de arpa, las cargas asimétricas deben ser balanceadas con la capacidad de momento de las torres. Debe tener también, la suficiente rigidez para reducir las deformaciones de la cubierta puesto que la misma es afectada por los tirantes cortos del sistema de suspensión, los cuales ayudan a resistir los desplazamientos horizontales relativos de la cubierta. Cuando los puentes tienen tramos largos, en donde los desplazamientos son críticos, es necesario liberar externamente la superestructura en la dirección longitudinal con juntas de dilatación en la cubierta y en la parte superior de uno de los pilones. Para puentes con tramos cortos, las torres deben ser formadas por elementos flexibles para evitar el uso de dichas juntas. Por las razones expuestas se selecciono un sistema de torres armadas in situ sin el uso de prefabricados que puedan encarecer el proyecto.

4. Cimentación. Los principales tipos de cimentación existentes son las

cimentaciones superficiales y las cimentaciones profundas. Aunque en puentes puede usarse cimentación del tipo “flotantes”.

C. Modelo estructural

Retomando los conceptos del capítulo 4 respecto a la configuración del modelo se determino que en condiciones estáticas cuando se desconecta la superestructura de la torre se incrementan las deformaciones producto de la flexibilidad del sistema. El efecto de deformación se acentúa cuando se tienen cargas asimétricas que causan desplazamientos horizontales en la superestructura y las deflexiones verticales pueden ser tres veces mayores que cuando se posee un sistema conectado. El incremento de estas deformaciones es acompañado por el incremento de los momentos especialmente notable en el arreglo de arpa y semiarpa. Esto es acompañado de zonas altamente esforzadas, siendo por lo tanto necesarias mayores áreas de la superestructura, por esta razón se decidió conectar el sistema de la superestructura con la torre.

El modelo de la estructura consiste en una idealización o representación de un sistema con un número determinado de miembros que permiten analizar su comportamiento con suficiente exactitud. Dependiendo de la complejidad de la estructura pueden utilizarse modelos bidimensionales o tridimensionales. Las torres pueden ser representadas como un elemento tipo columna y la superestructura como un elemento tipo viga o un elemento tipo membrana o placa. Los cables pueden ser representados por elementos con una inercia muy pequeña y con un modulo de elasticidad idealizado que tome en cuenta los efectos de la catenaria. Este modelo es posible debido a que los cables son lo suficientemente tensionados por las cargas permanentes y cualquier posible compresión solo es una reducción de la tensión original. Aunque para cables existen elementos que simulan el comportamiento no lineal de los cables y este tipo de elementos debe ser integrado a programas de análisis no lineales.

El uso de modelos tridimensionales es necesario cuando se necesita un análisis mas detallado de determinados aspectos, por ejemplo cuando se necesitan calcular los momentos transversales de la torre, los rangos de influencia de las fuerzas en lo tirantes y los momentos transversales y longitudinales de la superestructura.

1. Cables. Para modelar los cables se utilizo el Modulo de elasticidad secante de H.J.

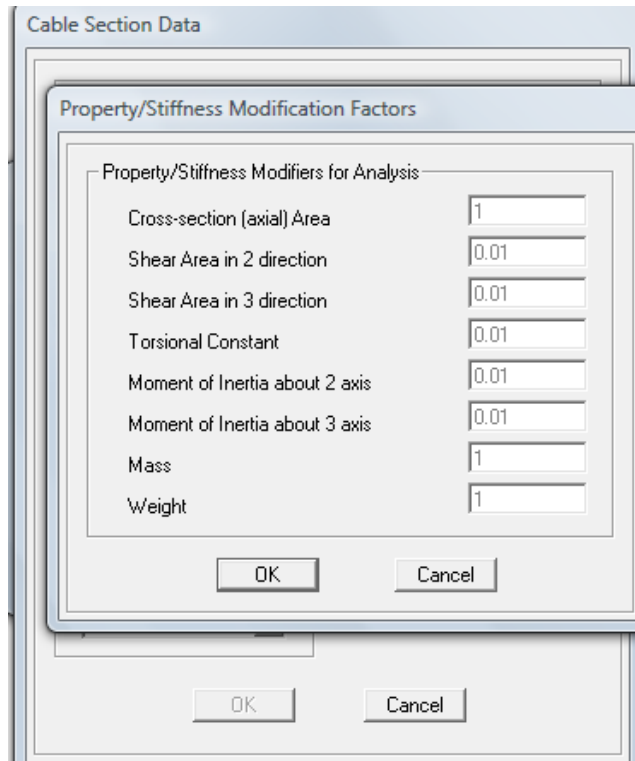
Ernst. Este modulo secante de elasticidad utiliza un esfuerzo σ promedio entre el esfuerzo menor y el esfuerzo mayor y representa un comportamiento del tirante de forma lineal.

$$E_i = \frac{E_e}{1 + \frac{(\gamma l)^2}{12\sigma_m^3} \cdot \frac{(1 + \mu)^4}{16\mu^2} E_e}$$

Donde: $\mu = \sigma \text{ menor} / \sigma \text{ mayor}$ y $\sigma_m = (\sigma \text{ menor} + \sigma \text{ mayor})/2$, $l =$ tramo horizontal ($= s \cos \alpha$), $\sigma =$ esfuerzo en el cable, $E_c =$ Modulo de elasticidad del acero, $\gamma =$ densidad del cable, $s =$ longitud del tirante

En el modelo estructural se quitara toda capacidad de momento, corte y torsión. Esto se muestra en la siguiente caja de dialogo de SAP:

Figura 68: Tabla de propiedades modificadas para comportamiento de cables.



2. Torres. Para el diseño por computadora de la columna de concreto reforzado se discretizó en secciones separadas por elementos con esbelteces constantes. Los elementos fueron modelados como columnas en SAP. Las columnas poseen brazos conectores tipo viga.

Figura 69: Modelado de columna en SAP.

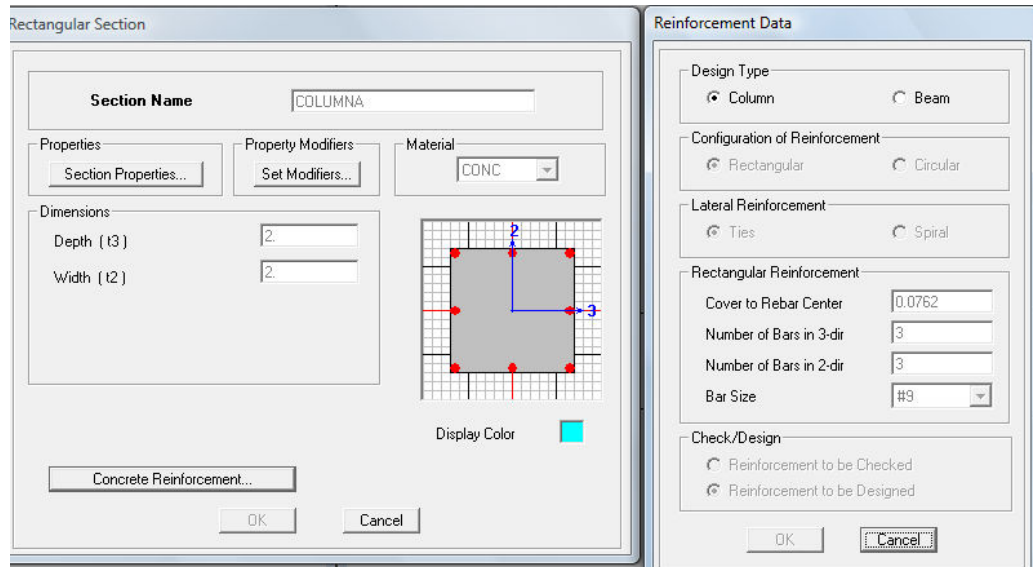
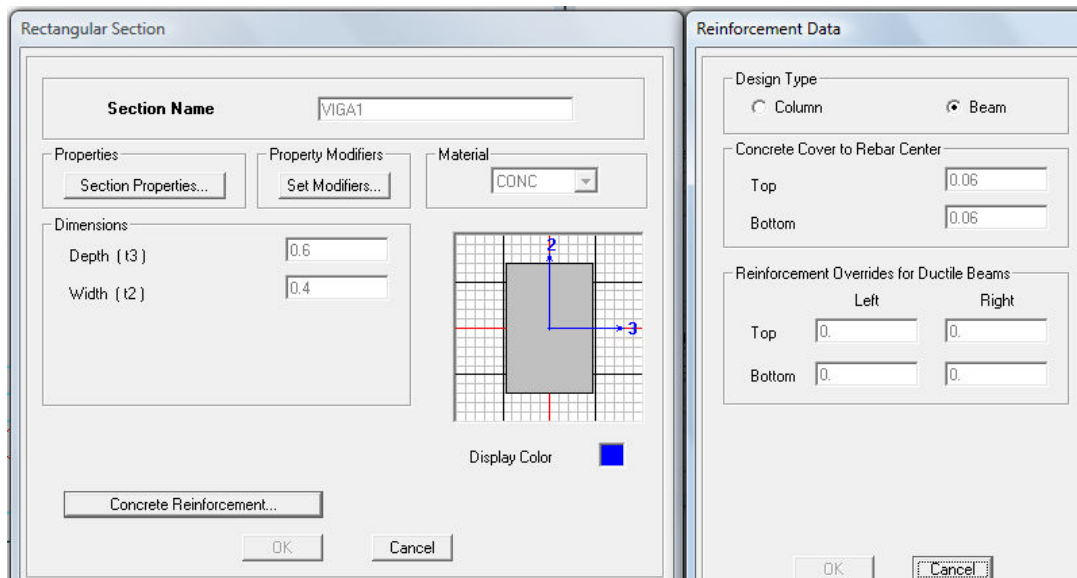


Figura 70: Modelado de viga conectora de torre en SAP.



3. Superestructura. La superestructura según las recomendaciones del capítulo IV, se modeló como un elemento finito con vigas de borde. A continuación se muestran las cajas de diálogo de SAP.

Figura 71: Tabla de Sap para modelado de losa como elemento finito.

The image shows two overlapping dialog boxes from the SAP software. The left dialog is titled 'Area Section Data' and contains the following fields and options:

- Section Name:** LOSA
- Material:** Material Name: CONCC, Material Angle: 0.
- Area Type:** Radio buttons for Shell (selected), Plane, and Axisymmetric Solid (Asolid).
- Thickness:** Membrane: 18, Bending: 18.
- Type:** Radio buttons for Shell (selected), Membrane, and Plate; checkbox for Thick Plate.
- Buttons: Set Modifiers..., Display Color (with a blue square), OK, and Cancel.

The right dialog is titled 'Property/Stiffness Modification Factors' and contains a list of modifiers, each with a text input field set to '1':

- Membrane f11 Modifier
- Membrane f22 Modifier
- Membrane f12 Modifier
- Bending m11 Modifier
- Bending m22 Modifier
- Bending m12 Modifier
- Shear v13 Modifier
- Shear v23 Modifier
- Mass Modifier
- Weight Modifier

Buttons: OK and Cancel.

Figura 72: Tabla de Sap para modelado de vigas de superestructura.

The image shows two overlapping dialog boxes from the SAP software. The left dialog is titled 'Rectangular Section' and contains the following fields and options:

- Section Name:** VIGA1
- Properties:** Section Properties... button
- Property Modifiers:** Set Modifiers... button
- Material:** CONCC
- Dimensions:** Depth (t3): 0.6, Width (t2): 0.4
- Diagram:** A grid showing a rectangular section with dimensions and a blue square for 'Display Color'.
- Buttons: Concrete Reinforcement..., OK, and Cancel.

The right dialog is titled 'Reinforcement Data' and contains the following fields and options:

- Design Type:** Radio buttons for Column and Beam (selected).
- Concrete Cover to Rebar Center:** Top: 0.06, Bottom: 0.06
- Reinforcement Overrides for Ductile Beams:** Table with columns for Left and Right, and rows for Top and Bottom, all with input fields set to 0.
- Buttons: OK and Cancel.

D. Análisis estructural e integración de cargas

1. Cargas permanentes y cargas vivas. Para la carga permanente en el puente se consideró principalmente el peso propio, peso de instalaciones y otras sobrecargas. Para las cargas vivas se utilizó el gráfico sugerido por la bibliografía en el capítulo IV, donde se ha demostrado por analistas de tráfico que la carga viva decreta cuando el área de trabajo aumenta. Este hecho puede ser usado para simplificar de manera realista el proceso de diseño. Por la razón expuesta en el párrafo anterior se ha simplificado el cálculo de la carga viva en una simple carga distribuida. Los valores que se exponen en la siguiente tabla pueden parecer altos pero debe notarse que la misma incluye los efectos dinámicos y de vehículos pesados. En el caso particular del puente para un tramo cargado de 30 metros se sugiere una carga de 9 kN/m².

Figura 73: Carga viva uniformemente distribuida. Fuente: Cable Stayed Bridges por Rene Whalter.

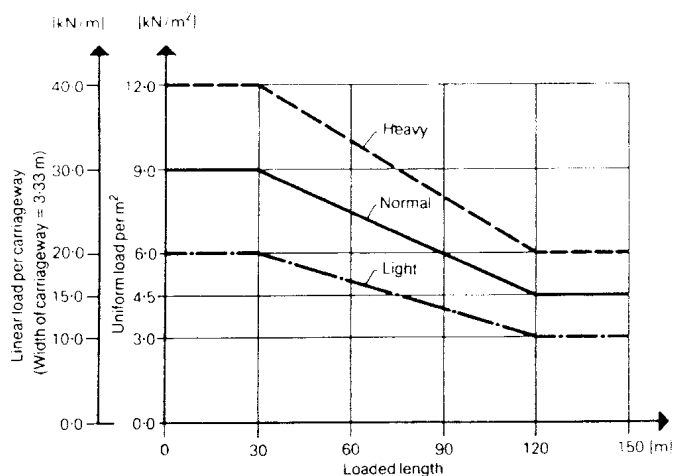


Figura 74: Integración de cargas permanentes y vivas.

INTEGRACIÓN DE CARGAS PARA SUPERESTRUCTURA				
DESCRIPCIÓN	t (m)	factor (m a ft)	peso específico lb/ft ³	carga distribuida lb/ft ²
W losa	= 0.18	3.28	150	= 90
W carpeta	= 0.07	3.28	150	= 35
W instalaciones	=			= 20
			Wmuerta =	145
			Wviva =	200
			Wt =	345

2 Análisis sísmico y espectros de diseño. Para el análisis sísmico se utilizó un espectro de respuesta basado en el UBC97. Debido a que la obra se clasifica como importante no se hizo ninguna reducción del cortante. SAP aplica esta carga como aceleración que deduce del espectro de respuesta. Para la combinación modal se utilizó una combinación cuadrática completa.

Figura 75: Definición de espectro de respuesta.

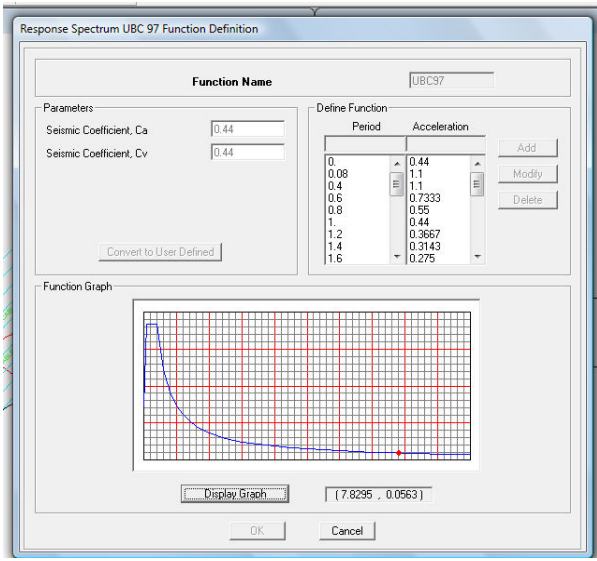
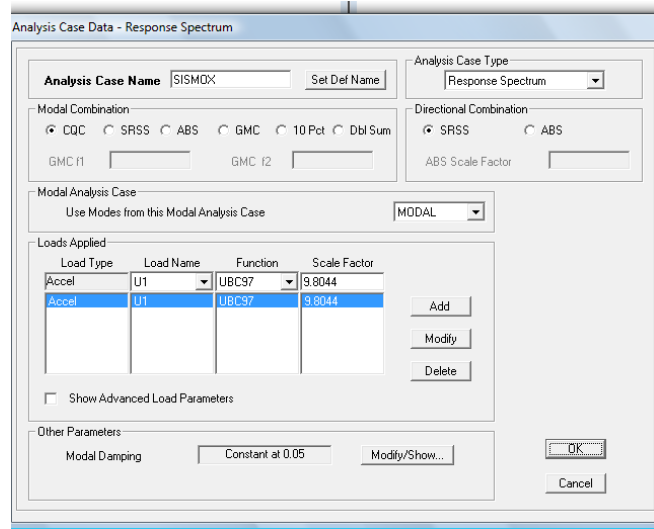
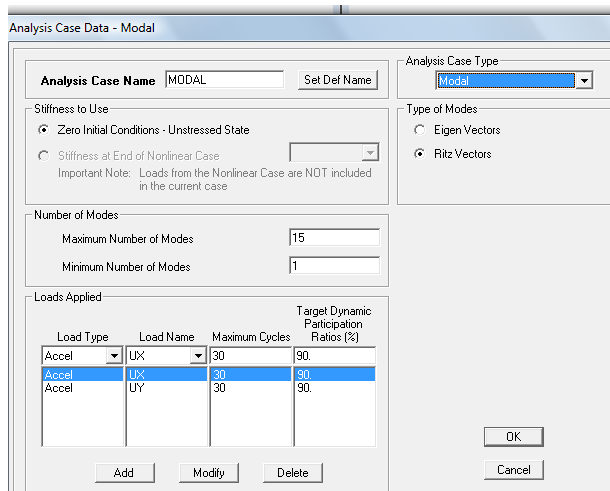


Figura 76: Definición de parámetros y aplicación de carga de espectro.



Se especificaron 15 modos de vibración con la intención de tener más del 90% de masa participativa.

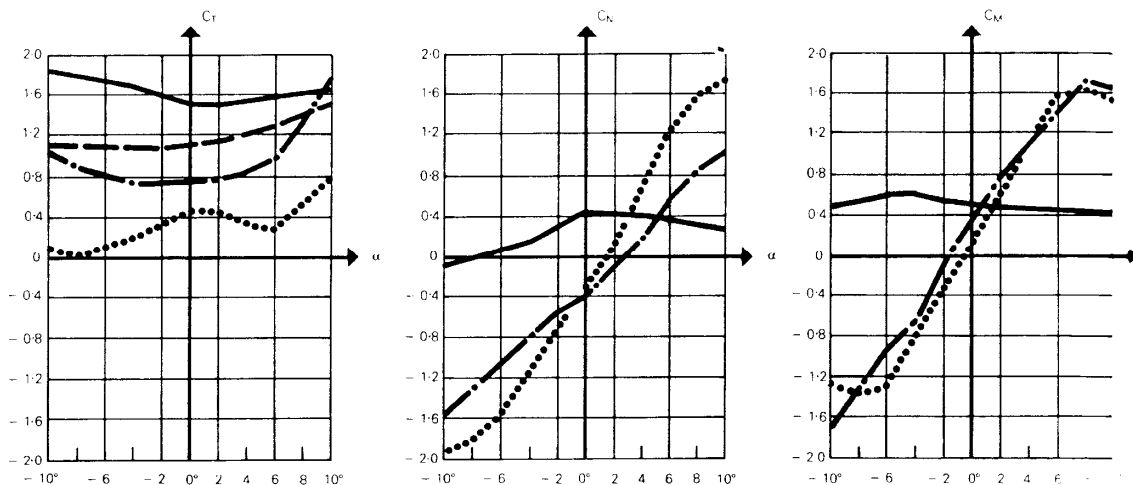
Figura 77: Definición de parámetros para carga modal.



3. Análisis de viento. Las ecuaciones de las cargas para viento son las siguientes:

$T=C_t q h l$, $N=C_n q h l$, $M=C_m q h l$, donde l = longitud de la estructura, h = profundidad del deck y B = ancho del deck. Para determinar los factores C_t , C_n y C_m es necesario el uso de túnel de viento. Debido a que no se dispone de un elemento para tal fin se observaron los gráficos de los coeficientes, concluyendo que generalmente los coeficientes duplican los valores de la presión de viento. Por lo tanto se adoptara estos valores conservadores para la estimación de la carga por viento.

Figura 78: Coeficientes C_t , C_n y C_m



Para la estimación de la presión básica del viento se utilizó las ecuaciones del UBC. Para el presente caso se asumió una presión básica del viento de 10 psf.

Figura 79: Estimación de la presión del viento.

Exposición Tipo B

Alto deck	Ce	Cq	qs	Iw	P
8	0.76	0.7	16.4	1	8.7248

Aplicando las ecuaciones se obtienen los siguientes valores de carga en el tablero:

T =	39.36 lb / pie
N =	39.36 lb / pie
M =	557.6 lb - pie

Para evaluar los efectos de los vórtices se utilizó la ecuación de Reynolds: $Re = VB/\nu$. De donde V es igual a la velocidad del viento, B el ancho del deck, ν la viscosidad cinemática del aire (0.15 cm²/s), f la frecuencia de los vórtices que depende de la velocidad V. La intención de esta ecuación es evaluar si el flujo es laminar o turbulento puesto que un flujo turbulento puede causar el fenómeno de vórtices. Para el caso del deck del proyecto se obtiene $Re = 8333$, el cual se considera que se encuentra dentro del rango de flujo laminar del viento.

4. Combinaciones . Para las combinaciones de diseño de concreto se utilizaron las recomendadas por el ACI 318-02, las cuales son las siguientes:

1.4 D

1.2 D + 1.6 L

1.2 D + 1.0 L

1.2 D + 1.0 L +/- 1.6 W

1.2 D +/- 0.8 W

0.9 D +/- 1.6 W

1.2 D +/- 1.0 S

0.9 D +/- 1.0 S

E. Diseño estructural

1. Cables

a. Predimensionamiento de los cables. Debido a que la relación carga viva / carga muerta es mayor a 1, debe utilizarse el criterio de chequeo por fatiga, el dimensionamiento se presenta a continuación:

Área tributaria =	182.893	p2	
Área tributaria =	17	m2	
q =	200	viva	
g =	145	muerta	
Nq=	51730.4	viva	Carga puntual en cable por carga viva
Ng=	37504.5	muerta	Carga puntual en cable por carga muerta
Nq + Ng =	89234.9	Libras	
Delta per =	320	N/mm2	Especificado por fabricante
Delta per =	46412	Psi	
Ro g =	33648.7	Psi	Esfuerzo permisible bajo criterio de fatiga
Área =	2.65196	pulgadas	
Área =	1710.94	Mm	
Área por hebra =	140	Mm	Ver capítulo II, tecnología de strand o hebras
Cantidad de hebras =	12.221	hebras	
Fabricante recomienda =	37	hebras	
Área 37 hebras =	5180	mm2	
Área 37 hebras =	8.02902	plg2	
Tipo de cable:	Strand de 37 hebras		

Determinación de módulo y sus propiedades

bz =	68820	N/mm2
bz =	9981464	psi
o higu=	3992586	psi
o low =	998146	psi
Ee=	2.8E+07	psi
		libras /
y =	44	pie
l =	1100	pulgadas
o medio =	2495366	
u =	0.25	
Ei=	2.8E+07	

b. Chequeo por acortamiento. Para el chequeo por acortamiento se midieron las deflexiones del modelo de SAP, luego se recortaron dichas deformaciones en los tirantes. Ya con los tirantes recortados se midieron las fuerzas axiales en los mismos para el caso de carga muerta y viva. La estimación del tirante se especifica a continuación:

q =	200	viva		
g =	145	muerta		
Nq=	87630	viva	cargas tomadas del modelo tirantes recortados	
Ng=	<u>108330</u>	muerta	cargas tomadas del modelo tirantes recortados	
Nq + Ng =	195960	libras		
Delta per =	320	N/mm ²		
Delta per =	46412	psi		
Ro g =	33648.7	psi	esfuerzo permisible bajo criterio de fatiga	
Área =	5.8237	pulgadas		
Área =	3757.22	mm		
Área por hebra =	140	mm		
Cantidad de hebras =	26.8373	hebras		
Fabricante recomienda =	37	hebras		
Área 37 hebras =	5180	mm ²		
Área 37 hebras =	8.02902	plg ²	diámetro equivalente =	1.60 pulgadas
		Strand de 37		
Tipo de cable:		hebras		
Área 37 hebras =				

c. Chequeo por fatiga. Retomando los conceptos de capítulo IV se estudio que para el dimensionamiento por cargas cíclicas se debe considerar que las cargas que producen variaciones significativas de los esfuerzos son las que deben considerarse como cargas cíclicas. En el caso de puentes de múltiples tirantes solamente los vehículos pesados son los que influyen en este requerimiento. En ausencia de datos puede utilizarse el valor $Q_{fatiga} = 400\text{Kn}$ como carga concentrada para cada carril de la superestructura.

Los tirantes están diseñados para 2 millones de cargas cíclicas, esto significa que en 25 años pasaran 200 camiones diarios de 20 toneladas (400 Kn). Después de ese tiempo deberá cambiarse los tirantes por esfuerzos de fatiga.

Para el diseño de la torre se utilizaron los momentos envolvente obtenidos en SAP. Para los casos de asimetría de cargas se consideraron 2 casos de carga viva asimétricos. Luego esos momentos fueron diseñados con SAP considerando las combinaciones para ACI 318-02.

Figura 82: Porcentajes de acero en torre.

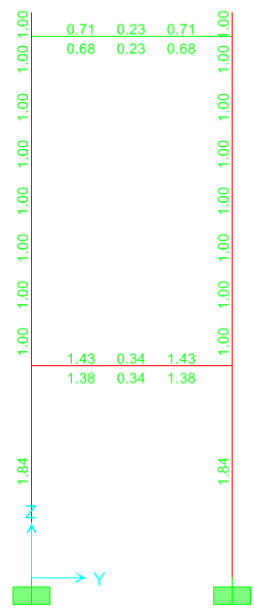


Figura 83: Diseño de torre con ACI 318-02.

Concrete Design Data ACI 318-02

ACI 318-02 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kip, ft, F (Flexural Details)

L=6.560
 Element : 61 B=6.562 D=6.562 dc=0.250
 Station Loc : 6.560 E=518400.000 Fc=720.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Section ID : COLUMNA fy=8640.000 Fys=5760.000
 Combo ID : DCDN18 RLLF=1.000

Phi(Compression-Spiral): 0.700 Overstrength Factor: 1.25
 Phi(Compression-Tied): 0.650
 Phi(Tension Controlled): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seismic Shear): 0.600
 Phi(Joint Shear): 0.850

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3					
	Rebar Area	Rebar %	Design Pu	Design Mu2	Design Mu3
	0.431	1.000	-115.161	2962.115	28.428

Factored & Minimum Biaxial Moments					
	Non-Sway Mns	Sway Ms	Factored Mu	Minimum Mmin	Minimum Eccentricity
Major Bending(M3)	0.000	3.437E-04	3.437E-04	28.428	0.247
Minor Bending(M2)	37.230	2924.886	2962.115	28.428	0.247

Axial Force & Biaxial Moment Factors					
	Cm Factor	Delta ns Factor	Delta s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	0.946	1.000	1.000	1.000	6.560
Minor Bending(M2)	1.000	1.000	1.000	1.000	45.920

4. **Cimentación.** Para el diseño de la cimentación se utilizaron los momentos envolvente obtenidos en SAP. Luego esos momentos fueron diseñados con SAP considerando las combinaciones ACI 318-02.

Figura 84: Estimación de esfuerzos de trabajo del suelo.

CIMENTO puente										CIMENTO puente									
CV										CVu									
L= 27.88 pies										L= 27.88 pies									
Pt= 1600 Pcs= 3200 P2= 1600										Pt= 2400 Pcs= 4800 P2= 2400									
7.00 22.960 36.900 13.940 13.940 22.96										7.00 22.960 36.900 13.940 13.940 22.96									
22.49 73.800										22.49 73.800									
Ancho = 10.84 pies q.suelo = 4										Ancho = 16.26 pies q.suelo = 4									
3.30 metros Fmax = 132										4.96 metros Fmax/min = 198									
Ancho asumido = 32.8 pies Fmin = 132										Ancho asumido = 32.8 pies W/W2 = 65.04									
10 metros																			
+SL Pt= 2900 Pcs= 5800 P2= 2900										+SLU Pt= 4350 Pcs= 8700 P2= 4350									
Mts= 17700 Mcs= 35400 M2= 17700										Mts= 26500 Mcs= 53000 M2= 26500									
Fmax = 5900 Fmin = 3.53										Fmax = 9700 Fmin = 5.38 V1s = 59.50									
Mns = -44										Mns = -63									
-SL Pt= 2900 Pcs= 5800 P2= 2900										-SLU Pt= 4350 Pcs= 8700 P2= 4350									
Mts= 17700 Mcs= 35400 M2= 17700										Mts= 26500 Mcs= 53000 M2= 26500									
Fmax = 5900 Fmin = 3.53										Fmax = 9700 Fmin = 5.38 V1s = 59.50									
Mns = -35400										Mns = -63									
+SN Pt= 2240 Pcs= 4480 P2= 2240										+SNU Pt= 3360 Pcs= 6720 P2= 3360									
Mts= 16800 Mcs= 33600 M2= 16800										Mts= 24900 Mcs= 49800 M2= 24900									
Fmax = 4480 Fmin = 0.60										Fmax = 6720 Fmin = 4.68 V1s = 81.05									
Mns = 16800										Mns = 24900									

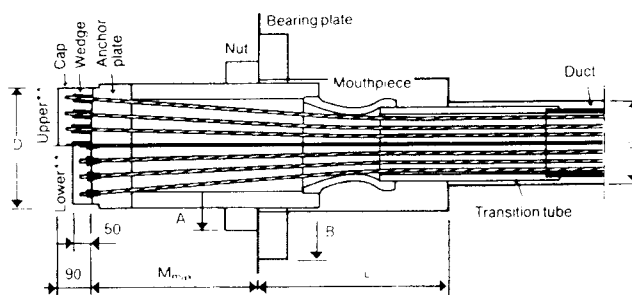
Figura 85: Diseño de losa y vigas conectoras.

CIMENTO puente										CIMENTO puente									
DETERMINACION DE CORTES Y MOMENTOS MAXIMOS										DISEÑO DE VIGA CONECTORA Y ALA DE CIMENTO									
CVu										VIGA CONECTORA									
L viga = 73.800 H = 1.969										Fc = 5000 b = 98.43 plg Largo total = 2249									
E = 22.960 I = 1.969										fg = 60000 t = 118.11 plg b = 250									
F = 27.880 J = 21.975										d = 113.31 rec+ rel = 4.8 plg t = 300									
G = 22.960 K = 23.944										Acero Maximo y minimo									
V1 = 65.041 V1s = 1429.333										b d fc fg As max 200#fy 3(f'-192#) fs									
V2 = 65.041 V2s = -842.667										98.43 113.31 5000 60000 187.0144 37.1753 39.4303									
D = 0.000 V3 = 842.667										Areas de Acero para momento negativo y positivo									
V3 = 65.041 V4 = -1429.333										b d fc fg Mu As M-									
A = 2400.000										98.43 113.31 5 60 21900.00 44.19									
B = 2400.000										98.43 113.31 5 60 16600.00 33.26									
X0 = 36.900 M0 = 10824.000										Diseño a corte									
MA = 15705.515 MB = 15705.515										Area varilla = 0.31 plg Vud = 73.53 kip									
+SLU										No. Ramas = 5 Vud = 6.59 psi									
V1 = 59.497 V1s = 1689.604										As = 155 plg2 Vc = 120.21 psi									
V2 = 176.275 V2s = -570.726										0.15 ln = 3.89 Vu - Vc = -113.61 psi									
D = 1.582 V3 = 2483.941										fsu = 12.47 kip s (plg) = -7.07 plg									
V3 = 141.501 V4 = -3491.729										Vu = 122 s (cm) = -17.36 cms									
A = 2449.920										Refuerso minimo horizontal =									
B = 6251.080										Av = 2.95 plg 2/pie									
X0 = 29.549 M0 = 16643.095										a = t - 9.50" = 108.61 plg									
MA = 17165.878 MB = 39766.613										Refuerso minimo vertical =									
-SLu										Av = 1.77 plg 2/pie									
V1 = 59.497 V1s = 1689.604										DISEÑO ALA									
V2 = 176.275 V2s = -570.726										Largo total = 10.0 metros									
D = 1.582 V3 = 2483.941										L = 12.30 pies b = 12 plg									
V3 = 141.501 V4 = -3491.729										fsu = 91 k/pie 2 t = 2.5 metros									
A = 2449.920										d tanteo = 124.03 plg d (t-3.5") = 94.30 plg									
B = 6251.080										d asumido = 94.30 plg M = 6882.52 kips/pie									
X0 = 29.549 M0 = 16643.095										As temp = 26.141 plg 2/pie Vud = 360.85 psi									
MA = 17165.878 MB = 39766.613										Vu = 120.21 psi									
+SNU										Acero Maximo y minimo									
V1 = 91.055 V1s = 2001.030										b d fc fg As max 200#fy 3(f'-192#) fs									
V2 = 91.055 V2s = -1179.697										12.00 94.90 5000 60000 19.0962 3.7960 4.0263									
D = 0.000 V3 = 1179.769																			
V3 = 91.055 V4 = -2001.101																			
A = 3359.928																			
B = 3360.072																			
X0 = 36.900 M0 = 15153.600																			
MA = 21987.234 MB = 21988.147																			
-SNU																			
V1 = 91.055 V1s = 2001.030																			
V2 = 91.055 V2s = -1179.700																			
D = 0.000 V3 = 1179.755																			
V3 = 91.055 V4 = -2001.084																			
A = 3359.928																			
B = 3360.072																			
X0 = 36.900 M0 = 15153.600																			
MA = 21987.234 MB = 21988.147																			

F. Detalles principales

1. Cables. Para el anclaje se seleccionó el sistema tipo Freysinnet, las dimensiones de los anclajes se especifican a continuación. El anclaje resiste una fuerza de servicio de 975 kips, y el valor de apoyo mayor es de 300 kips.

Figura 86: Dimensiones de anclaje de sistema Freysinnet.

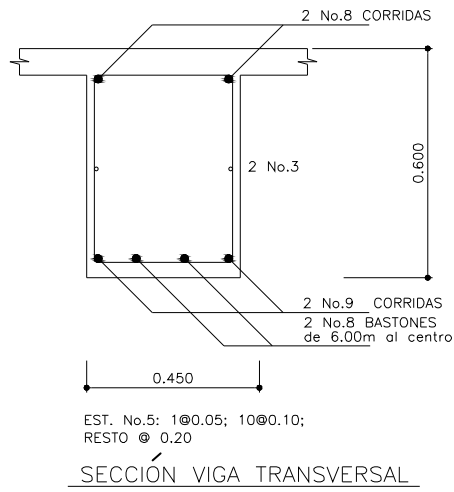


** Position of the anchorage with respect to the cable

Number of strands*		37	
Euronorme 138-79	Ø 15.7 mm	Ultimate load (at β_z) (kN)	9823
		Service load (at $0.45\beta_z$) (kN)	4420
ASTM A416-74 Grade 270	Ø 15.2 mm	Ultimate load (at β_z) (kN)	9634
		Service load (at $0.45\beta_z$) (kN)	4335
A Ø (mm)	Upper position	410	
	Lower position	430	
D Ø (mm)	Upper position	275	
	Lower position	305	
B □ (mm)		540	
d Ø (mm)		160	
L (mm)		650	
M _{max} (mm)		250	

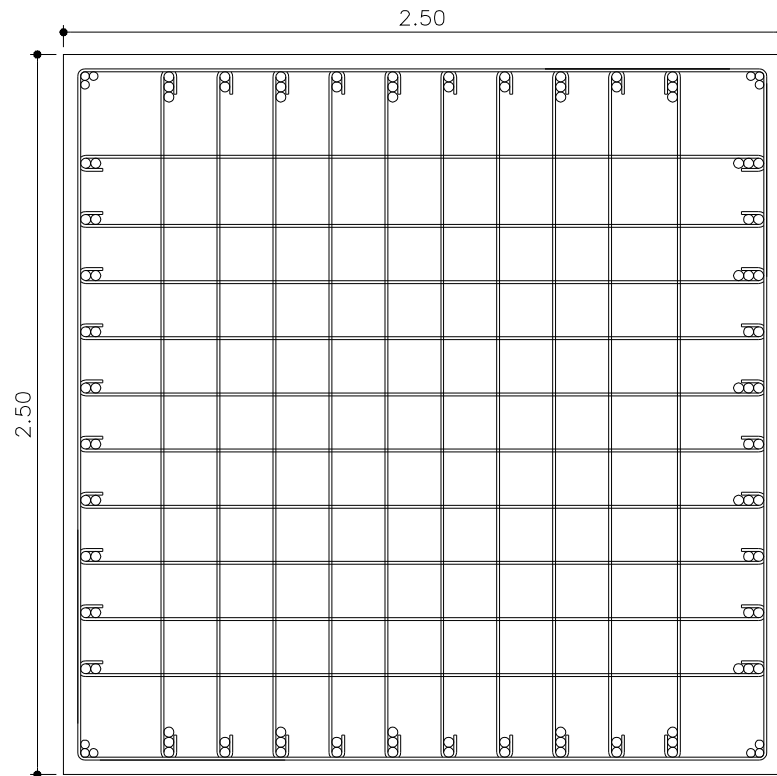
2. Superestructura. Para el diseño de las vigas de la superestructura se considero primero los esfuerzos que la misma tiene por ser miembro de la superestructura. Tiene que considerarse además del criterio de cargas distribuidas el criterio de cargas puntuales, para este caso se calculo una vigas con dos cargas puntuales HS20-44 que son cargas de 18 kips en cada carril de una viga transversal.

Figura 87: Armado de viga transversal de superestructura.



3. Torre. El Armado de la columna se hizo con base a los requerimientos de ductilidad del ACI.

Figura 83: Armado de columnas de la torre.

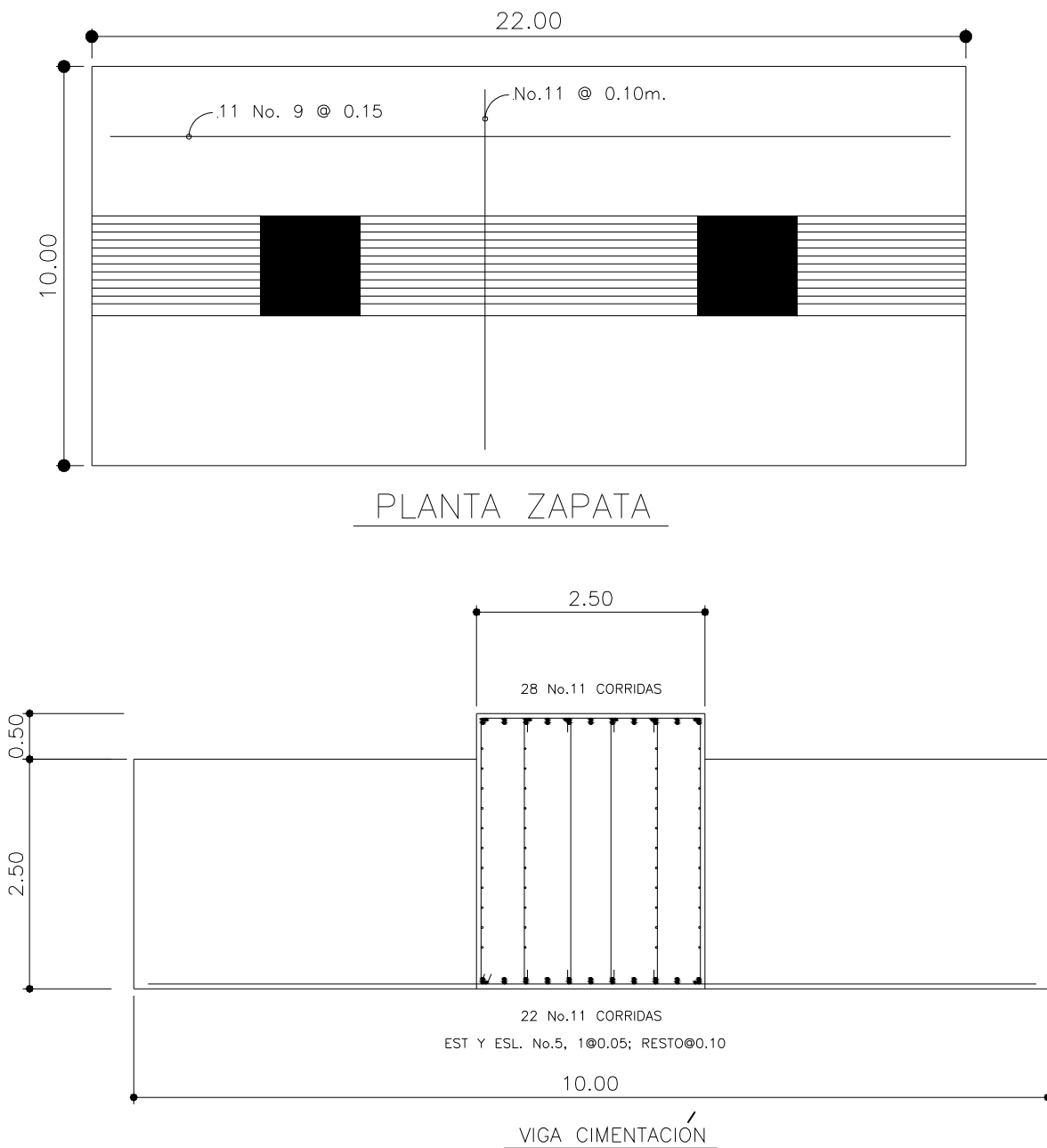


112 No.11, est y esl. No.5; 1@0.05, Resto @ 0.10

Columna torre

4. Cimentación

Figura 89: Armado de cimentación.



VI. CONCLUSIONES

- A. La significación arquitectónica de los puentes se encuentra ligada a varios conceptos tales como: ingeniería, arquitectura, cultura, identidad e iconología
- B. La ingeniería busca resolver las necesidades de comunicación y transporte, usando para tal caso los puentes. Los puentes como obra civil de mediana y gran magnitud toman espacio vital en el ambiente urbanístico de una ciudad y o poblado, donde la arquitectura busca la integración del elemento de manera estética y funcional al contexto de ubicación. Para lograr tal integración, el concepto de iconología toma lugar al tratar de expresar por medio de símbolos e iconos la identidad y/o cultura del lugar de proyección.
- C. El arreglo de cables no tiene significativa influencia en las deformaciones de todos los elementos de la estructura bajo distintas consideraciones de carga viva
- D. Para todos los patrones de cables los momentos debido a cargas muertas son muy pequeños. Esto se debe principalmente al espaciamiento relativamente cercano de los cables
- E. De todos los patrones de configuración de cables, el patrón de arpa es la que mas produce esfuerzos axiales en el deck. Es por esto que la configuración en arpa no es apropiada para los puentes de grandes longitudes
- F. Generalmente se ha hallado que los decks con alta inercia longitudinal no son favorables debido a que absorben momentos considerables, sin reducir de manera significativa las fuerzas en las torres y los cables.
- G. En general, la rigidez de la torre es la que conserva la estabilidad general del puente. Es por lo tanto necesario altos valores de inercia para la estabilidad general de la estructura.

- H. En el diseño de puentes de cable estabilizado el tipo de conexión entre la torre y la superestructura pueden tomar un rol muy importante puesto que en condiciones estáticas cuando se desconecta la superestructura de la torre se incrementan las deformaciones producto de la flexibilidad del sistema.
- I. Se ha demostrado por analistas de tráfico que la carga viva decreta cuando el área de trabajo aumenta. Por la razón expuesta en el párrafo anterior se ha simplificado el cálculo de la carga viva en una simple carga distribuida.
- J. Para cables existen elementos que simulan el comportamiento no lineal de los cables y este tipo de elementos debe ser integrado a programas de análisis no lineales.
- K. El uso de modelos tridimensionales es necesario cuando se necesita un análisis más detallado de determinados aspectos.
- L. Debido a su poca rigidez ante los momentos los tirantes solo pueden balancear su peso propio tomando la forma de catenaria. Para un módulo de elasticidad idealizado es necesario tomar en cuenta la extensión adicional del tirante cuando cable esta sujeto a fuerzas normales.
- M. Los tirantes deben ofrecer suficiente resistencia a la fatiga a lo largo de la vida útil de la estructura. Para el dimensionamiento por fatiga debe tomarse en cuenta dos factores. El primero consiste en la fatiga por cargas cíclicas. El segundo consiste con el esfuerzo de fatiga, factor para el cual se introduce un factor de seguridad.
- N. Las torres de los puentes de cable atirantado están sujetas a un gran nivel de compresión debido a que las mismas soportan casi todo el peso propio y cargas de la estructura.

- O. La revisión de la capacidad de carga de las columnas es importante considerarse cuando el valor de la carga última es afectado por la no linealidad geométrica (efectos de segundo orden) y la no linealidad de los materiales (fisuramiento y creep del concreto).
- P. Cuando la superestructura es sometida al viento la misma experimenta fuerzas estáticas las cuales pueden ser consideradas como tres acciones: una fuerza horizontal T, una fuerza vertical N y un momento torsional M.
- Q. Debido a que en Guatemala no se disponen de túneles de viento para el chequeo de las fuerzas de arrastre es necesario adoptar valores conservadores para los coeficientes que inciden en la supeestructura y los tirantes.
- R. Para el cálculo del acortamiento de los tirantes, como lo indica la bibliografía del tema, solo es necesario considerar los casos permanentes de carga, puesto que estos son los casos más críticos. Situación que se confirma las combinaciones de diseño.

RECOMENDACIONES

- A. En general, el diseño de puentes es un tema extenso y complejo, razón por lo cual se recomienda dar seguimiento al estudio teórico de comportamiento de cables, cargas de viento para puentes, cargas de tráfico para puentes y no linealidad geométrica y de materiales.
- B. Es necesario de la verificación de valores de arrastre de viento en el deck y los cables, puesto que mientras no se dispongan de valores comprobables por experimentos específicos al contexto local, deberá adoptarse rangos sumamente conservadores.
- C. Se recomienda dar seguimiento al estudio del fenómeno de vértices y aleteo. Debido a que en el medio no se disponen de estudios ni herramientas de este tipo, dichos estudios deben ser simplificados en el contexto teórico.
- D. Se recomienda hacer estudios paramétricos para varios arreglos generales del sistema y para varios arreglos de tirantes. Esto puede ser fundamental para decidir que materiales y configuraciones pueden usarse en el contexto local.

VII. BIBLIOGRAFÍA

American Association of State Highway and Transportation Officials. 2004. *AASHTO LFRD Bridge Design Specifications*. Third Edition. United States.

American Concrete Institute. 1999. *Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99)*. United States.

Chopra, Anil K. 1995. *Dynamics of Structures*. United States. 729 pages.

International Conference of Building Officials. 1997. *Uniform Building Code Volume 2. Fifth Edition*. United States. 492 pages.

McCormac, Jack C. . 1996. *Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD*. Primera edición. México. 619 páginas.

McCormac, Jack C. 1999. *Design of reinforced concrete*. Fourth edition. John Wiley & Sons, Inc. United States. 726 pages.

Lambe William y Robert V. Whitman. 2004. *Mecánica de Suelos*. México. 582 paginas.

Nilson, Arthur y George Winter. 1995. *Diseño de Estructuras de Concreto*. Undécima Edición. México. 770 paginas.

Salvadori, Mario y Robert Heller. 1978. *Estructuras para arquitectos*. La Isla, Buenos Aires, 374 págs.

Torroja, Eduardo. 1960. *Razón y Ser de los Tipos Estructurales*. Tercera Edición. España. 403 paginas.

Troitsky, M.S. 1988. *Cable stayed bridges*. Second edition. United Kingdom. 469 pages.

Whalter, Rene. 1999. *Cable stayed bridges*. Second edition. United Kingdom. 225 pages.

VIII. ANEXOS

A. Modos de vibración del puente y masas participativas

1. Principales modos de vibración

Figura 90: Modo 1: periodo de 1.20 segundos.

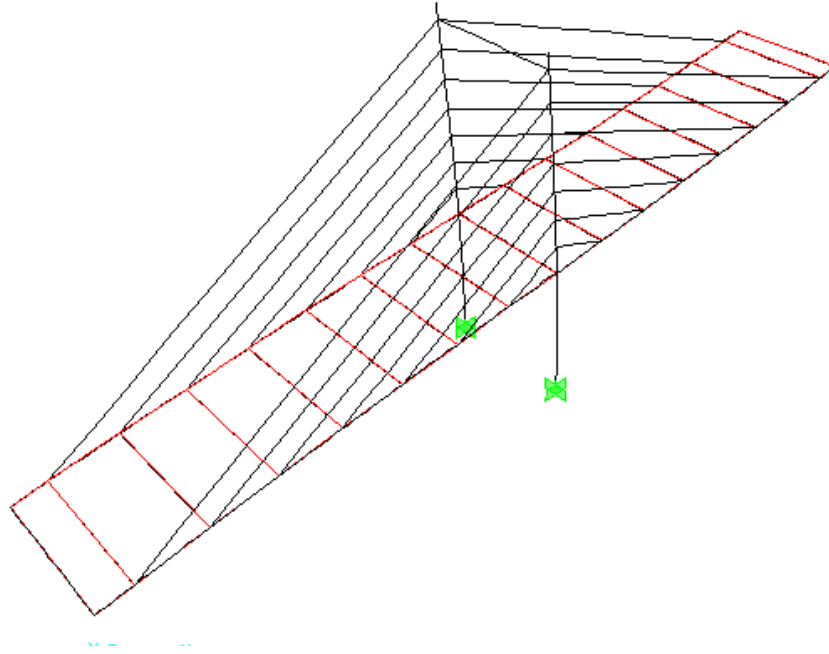


Figura 91: Modo 2: periodo de 0.36 segundos.

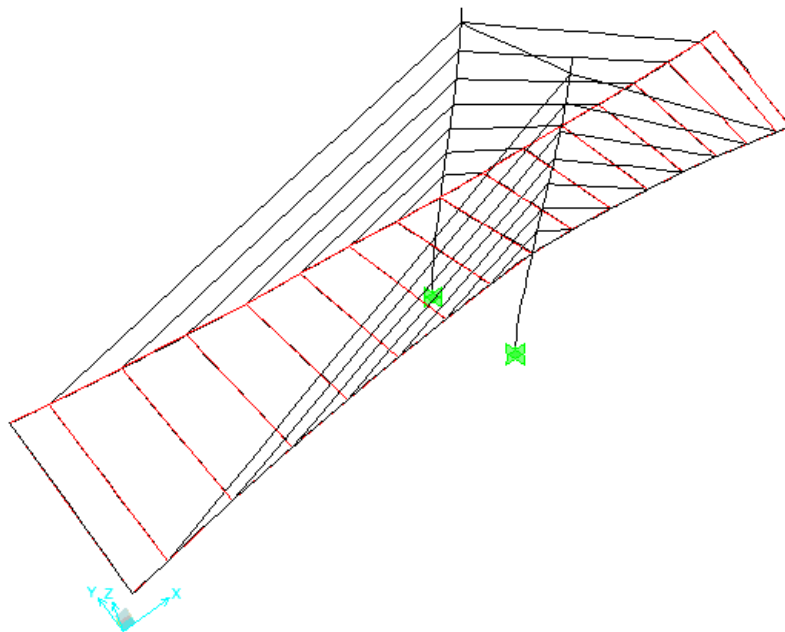


Figura 92: Modo 3: periodo de 0.33 segundos.

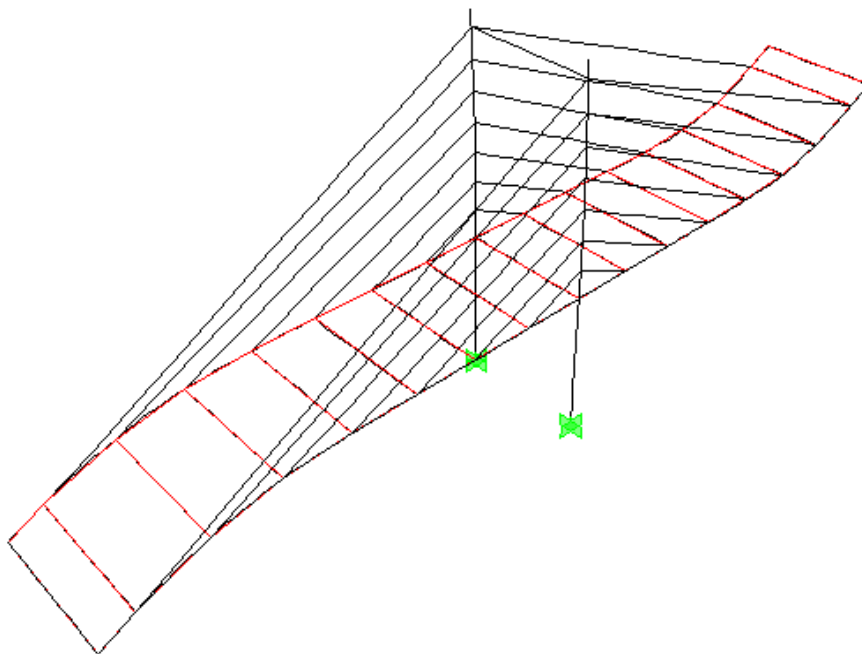
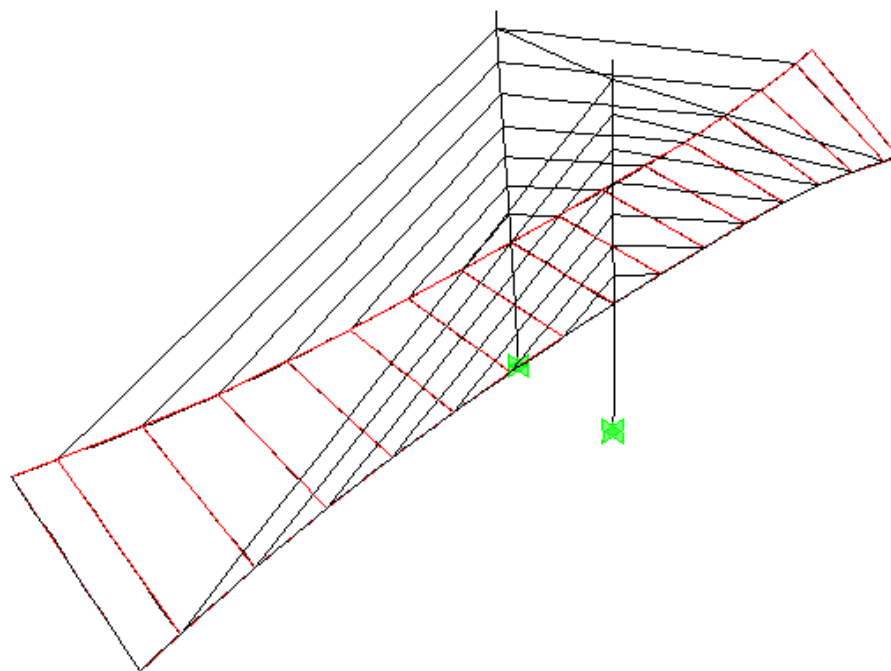


Figura 93: Modo 4: periodo de 0.32 segundos.



2. Masas participativas según modos de vibración

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.200279	0.191354	0	0	0.191354	0
MODAL	Mode	2	0.360954	0	0.727183	0	0.191354	0.727183
MODAL	Mode	3	0.328739	0.248985	0	0	0.440339	0.727183
MODAL	Mode	4	0.318037	0	0.124773	0	0.440339	0.851956
MODAL	Mode	5	0.245074	0.477303	0	0	0.917642	0.851956
MODAL	Mode	6	0.235231	0	0.001782	0	0.917642	0.853738
MODAL	Mode	7	0.189517	4.754E-20	0.040969	0	0.917642	0.894707
MODAL	Mode	8	0.182614	0.04295	1.494E-19	0	0.960593	0.894707
MODAL	Mode	9	0.155969	2.665E-18	0.009635	0	0.960593	0.904342
MODAL	Mode	10	0.130077	0.009438	4.807E-17	5.151E-19	0.97003	0.904342
MODAL	Mode	11	0.101774	0.022825	1.117E-13	3.862E-18	0.992855	0.904342
MODAL	Mode	12	0.100718	3.082E-14	0.091412	0	0.992855	0.995754
MODAL	Mode	13	0.081517	0.002041	9.275E-15	6.992E-17	0.994896	0.995754
MODAL	Mode	14	0.046047	1.352E-14	0.002903	0	0.994896	0.998657
MODAL	Mode	15	0.038111	0.004497	7.498E-15	2.441E-17	0.999393	0.998657

B. Diagramas de deformación del puente

Figura 94: Deformación por viento.

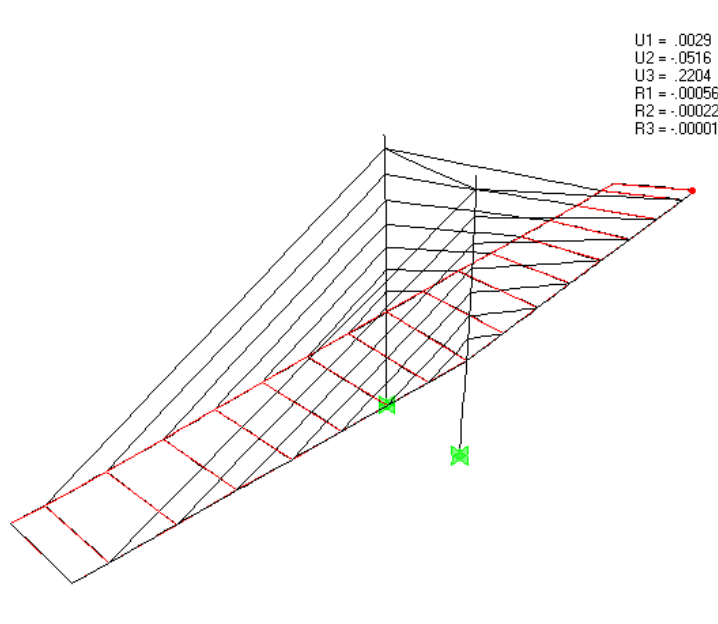
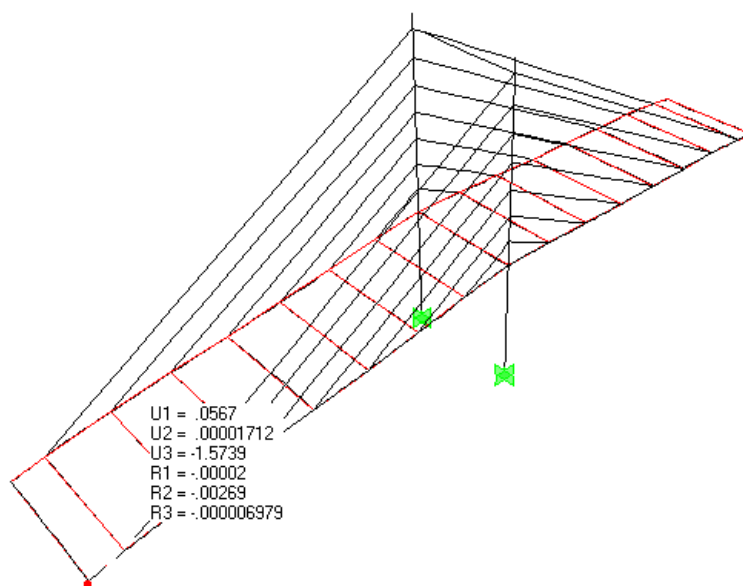


Figura 95: Deformación por carga viva.



C. Diagramas de momentos del puente.

Figura 96: Diagrama de momentos en la superestructura por carga viva y muerta.

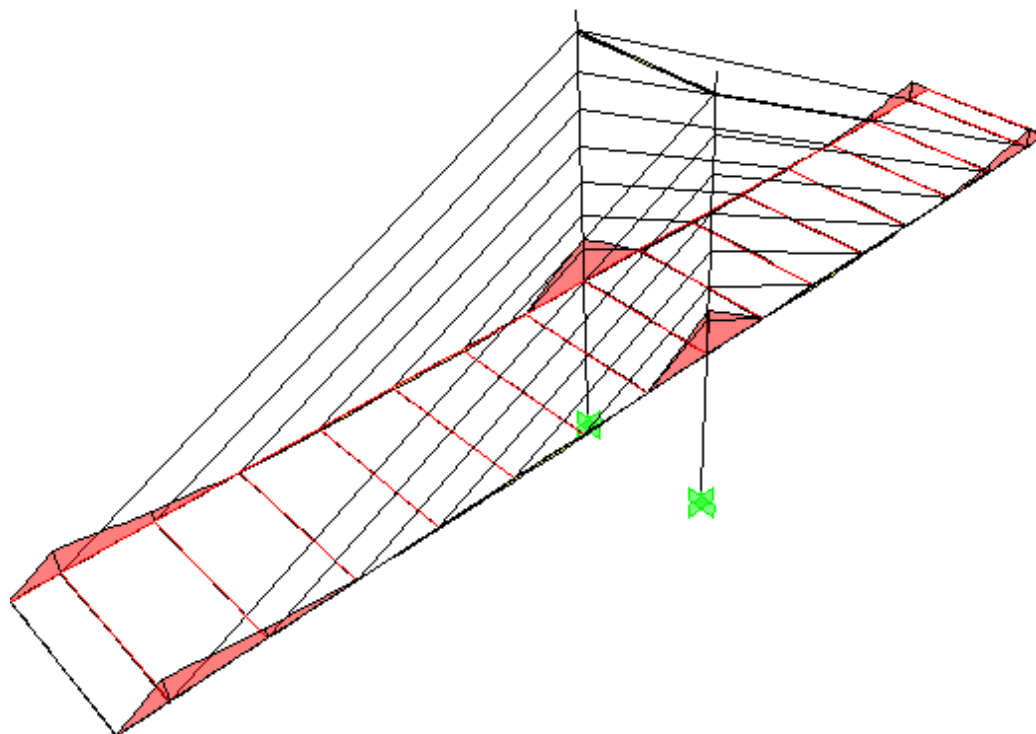


Figura97: Diagrama de cargas axiales por carga viva.

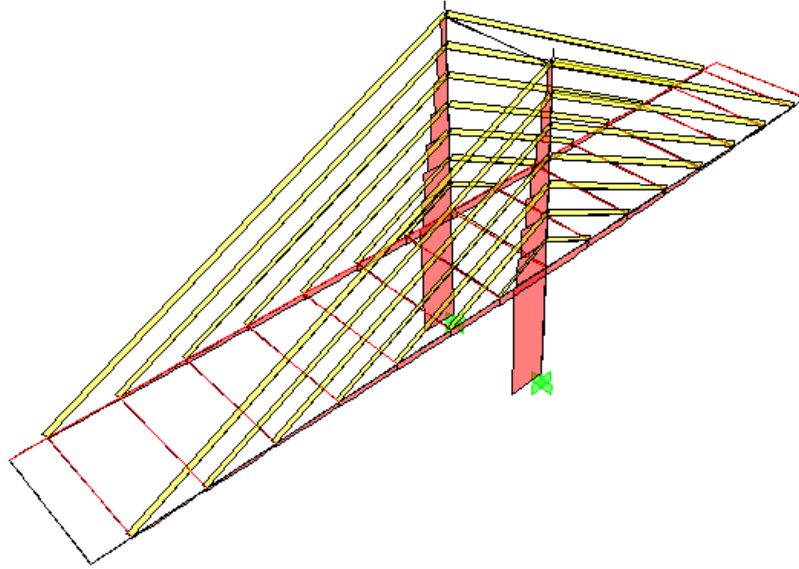


Figura 98: Diagrama de corte por carga viva.

