

"AÑO DE LA INTEGRACIÓN NACIONAL Y EL RECONOCIMIENTO DE NUESTRA DIVERSIDAD"

# **Universidad Nacional de Huancavelica**

(Creada por Ley N° 25265)



**FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS - CIVIL**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE CIVIL**

**INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA**  
**(TESIS)**

**"DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES ATIRANTADOS  
CON REFUERZO DE FIBRAS DE CARBONO EXPUESTO  
EN ZONAS DE ALTO GRADO DE CORROSIÓN"**

Línea de investigación:  
**ESTRUCTURA**

Para Optar el Título Profesional de:  
**INGENIERO CIVIL**

Presentado por el Bachiller:  
**Julio César De La Cruz Sulca**

Asesor:  
**D. Miguel Medina Champe**

**Huancavelica, Diciembre del 2012**



ACTA DE SUSTENTACION DE TESIS

EN LA FACULTAD DE INGENIERIA MINAS-CIVIL LUGAR PARRAMO, A LOS VEINTISIETE DIAS DEL MES DE DICIEMBRE DEL DOS MIL DOCE, SIENDO LAS CUATRO PASADO MERIDIANO, SE INSTALO LOS MIEMBROS DEL JURADO EN BASE A LA RESOLUCION DEL CONSEJO DE FACULTAD N.º 48-2012-FIMC-R-UNH; DE FECHA VEINTE DE DICIEMBRE DEL DOS MIL DOCE, EN EL CUAL SE RESUELVE: ARTICULO PRIMERO.- APROBAR LA DESIGNACION DE FECHA Y HORA DE SUSTENTACION DE TESIS DEL TESISISTA BACHILLER JULIO CESAR DE LA CRUZ SULCA DE LA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL CON SEDE EN LIRCAJ PERTENECIENTE A LA FACULTAD DE INGENIERIA MINAS-CIVIL, CUYO PROYECTO TITULADO "DISEÑO ESTRUCTURAL DE Puentes Atirantados con Refuerzo de Fibras de Carbono Expuesto en Zonas de Alto Grado de Corrosión" y como miembros del Jurado Integrado de la siguiente manera: PRESIDENTE ING. URIEL NEIRA CALSIN SECRETARIO ABO. HUGO CAMILO SALAS TUCUSCA, VOCAL LIC. FRANKLIN SURICHARVI GUTIERREZ.

CON LA FINALIDAD DE EVALUAR LA SUSTENTACION DE LA TESIS REFERIDA, SE PROCEDE CON LA PARTICIPACION DEL PRESIDENTE DANDO LAS INSTRUCCIONES CORRESPONDIENTES PARA DAR INICIO A LA SUSTENTACION; PRIMERO: DANDO EL TIEMPO REGLAMENTARIO DE 30 MINUTOS DE SUSTENTACION, SEGUNDO: TERMINADO LA EXPOSICION SE PROCEDE CON LA FORMULACION DE PREGUNTAS PERTINENTES DE PARTE DE LOS MIEMBROS DEL JURADO Y DE LOS ASISTENTES, LAS CUALES FUERO ABSUELTAS POR EL TESISISTA, TERCERO.- LOS MIEMBROS DEL JURADO DESPUES DE UN AMPLIO DEBATE SE CONCLUYO CON APROBAR POR UNANIMIDAD LA TESIS MATERIA DEL PRESENTE. SIENDO LAS CINCO Y TRENTA PASADO MERIDIANO DEL DIA VEINTISIETE DE DICIEMBRE DEL DOS MIL DOCE y EN SENAL DE CONFORMIDAD PASAMOS A FIRMAR AL PIE DEL PRESENTE.

ING. URIEL NEIRA CALSIN  
PRESIDENTE.

ABO. HUGO C. SALAS T.  
SECRETARIO

LIC. Franklin Suricharvi G.  
VOCAL

**DEDICATORIA**

*A mis padres: Augusto y Catalina, quienes con su apoyo incondicional tanto económico y moral fueron parte de este logro; además han propiciado la existencia de: Vilma, Josué, Diego, Martha y Robinson. Hermanos míos, motivación para alcanzar mis metas y objetivos.*

## AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer al Ing. D. Miguel Medina Champe, asesor de esta tesis, por proporcionarme la motivación y la formación necesaria para la realización de este trabajo, además de brindarme su confianza, amistad y apoyo en todo momento.

De la misma manera agradezco a los profesionales: Ing. Uriel Neira Calsin, Arq. Hugo Camilo Salas Tocasca y al Lic. Franklin Surichaqui Gutiérrez, Jurados de este trabajo de investigación científica (tesis), que brindaron su conocimiento y su apoyo incondicional para hacer realidad esta investigación.

Agradezco a la universidad nacional de Huancavelica, facultad de ingeniería de Minas – Civil, y a su plana de catedráticos de la escuela académica profesional de civil, por la formación profesional que me brindó durante los cinco años académicos de mi formación profesional, con los cuales he compartido muy buenos momentos.

A mis padres Augusto, Catalina y hermanos una dedicación y un agradecimiento muy especial por la confianza depositada en mí y su apoyo siempre incondicional.

A todos mis amigos con las que compartimos buenos y malos momentos durante nuestra formación profesional.

**¡Gracias a Todos!**

## ÍNDICE

Agradecimientos.....	i
Índice.....	ii
Resumen.....	iv
Introducción.....	vi
<b>Capítulo I: Problema.....</b>	<b>1-1</b>
1.1. Planteamiento del problema.....	1-1
1.2. Formulación del problema.....	1-2
1.3. Objetivo general y específicos.....	1-2
1.4. Justificación.....	1-3
<b>Capítulo II: Marco Teórico.....</b>	<b>2-1</b>
2.1. Antecedentes.....	2-1
2.2. Bases teóricas.....	2-3
2.2.1 Puentes Atirantados.....	2-3
2.2.2 Puentes de dóvelas.....	2-21
2.3. Hipótesis.....	2-44
2.4. Variables de estudio.....	2-45
<b>Capítulo III: Metodología de la investigación.....</b>	<b>3-1</b>
3.1. Ámbito de estudio.....	3-1
3.2. Tipo de investigación.....	3-3
3.3. Nivel de investigación.....	3-3
3.4. Método de investigación.....	3-3
3.5. Diseño de Investigación.....	3-3
3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	3-4
3.7. Procedimientos de recolección de datos.....	3-5
3.7.1 Cables de Acero.....	3-5

3.7.2 Fibras de Carbono.....3-10

3.7.3 Propiedades físicas químicas de las fibras de carbono.....3-12

3.7.4 Modelos Teóricos Para el Análisis de Cables.....3-14

3.8. Procesamiento y análisis de resultados.....3-20

3.8.1 Características generales del puente.....3-20

3.8.2 Análisis de Carga.....3-23

3.8.3 Diseño Sismo Resistente.....3-31

3.8.4 Análisis Estructural con SAP 2000.....3-40

**Capítulo IV: Resultados.....4-1**

4.1. Presentación de resultados.....4-1

4.2. Discusiones.....4-5

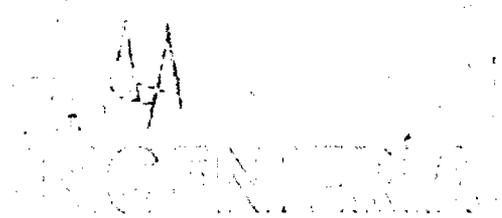
IV-1

Conclusiones

Recomendaciones

Bibliografía

Anexo: Cuadros, Gráficos y Planos Específicos



## RESUMEN

El presente trabajo se refiere al Diseño Estructural de Puentes Atirantados con Refuerzo de Fibras de Carbono Expuestos en Zonas de Alto Grado de Corrosión.

Hoy en día la construcción de puentes de grandes luces ha llevado a la industria de la construcción a estar en un constante desarrollo en aras de mejorar los tiempos de ejecución, presupuesto y calidad de las estructuras.

Por el cual se presenta el desarrollo de un modelo dinámico no lineal para el análisis y diseño, viendo el comportamiento de la súper estructura y cables en puentes atirantados. Este modelo permite considerar, en detalle, el efecto de las cargas dinámicas por tráfico, viento o sismos, lo que lo hace particularmente útil para el estudio de cables con sistemas activos y semiactivos de amortiguamiento, o para el análisis estructural detallado de los puentes atirantados.

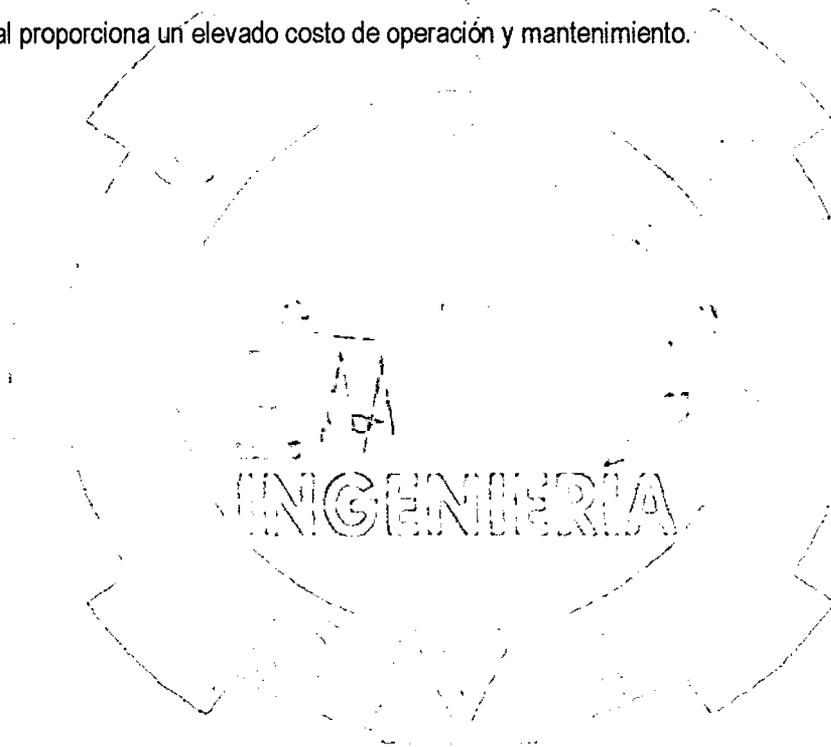
Para evaluar el modelo no lineal, se realizó un estudio experimental en un puente atirantado con 08 tirantes de 120m de luz con cables de fibras de carbono y se comparó con un modelo no lineal de las mismas dimensiones y características con cables de acero estructural típico. De las mediciones de vibración se identificaron los tres primeros modos de vibrar y se determinaron las tensiones en los tirantes a partir de la primera frecuencia natural, utilizando ambos modelos. Para evaluar los resultados, se compararon con los datos de las pruebas de carga que se habían realizado con anterioridad y con los datos de diseño.

El modelamiento matemático se determinó con el programa SAP 2000 v14.0, de acuerdo a los parámetros del manual de diseño de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú.

En este estudio se concluye que, el análisis estructural con cables de fibras de carbono es más eficiente y económico con respecto al modelamiento de la estructura con cables estructurales típicos.

El uso de los cables de fibras de carbono, reduce en un 30% del peso en relación al refuerzo con cables de acero convencional, debido a su baja densidad y peso específico de este material.

De la comparación de las secciones transversales de los cables tensores calculadas de las frecuencias naturales y las pruebas de carga, se obtuvo una gran diferencia de 25.5% del refuerzo con cables de fibras de carbono y cables de acero. Acerca de los resultados específicos, debe señalarse que el análisis con refuerzo de cables de fibras de carbono son más económicos en comparación a los refuerzos con cables de acero estructural, debido a su bajo costo de operación y mantenimiento, en referencia al refuerzo con cables de acero que se tiene que realizar mínimo cada 5 Años el cual proporciona un elevado costo de operación y mantenimiento.



# INTRODUCCION

El diseño y la tecnología de los puentes atirantados se desarrollaron fundamentalmente a finales del siglo XX para permitir la construcción de puentes con mayores claros y alturas, además de la estética y versatilidad arquitectónica que permiten. Contrario a lo que se puede pensar, el diseño conceptual de los puentes atirantados data del año de 1784, cuando un carpintero alemán propuso una estructura totalmente hecha de madera (figura 1.1). A inicios del siglo XIX, en Europa, se construyeron algunos puentes que consideraban elementos de atirantamiento con barras o cadenas. A finales de esa centuria se construyeron puentes colgantes de gran tamaño, combinando el sistema de atirantamiento, tales como los diseños típicos de J Roebling en los Estados Unidos, siendo el de Brooklyn en Nueva Cork, uno de los más conocidos.

Uno de los primeros puentes, formalmente clasificado como atirantado, fue el de Cassagne (figura V-01) en Francia, construido en 1899 por el ingeniero francés A Gisclard. Otros diseños que siguieron el mismo concepto tuvieron lugar a principios del siglo XX en Francia y España, tales como el acueducto Tempul sobre el río Guadalete, diseñado por E. Torroja en 1926 (figura V-3), o el puente Lezardrieux en Francia (figura V-4), construido en 1925.

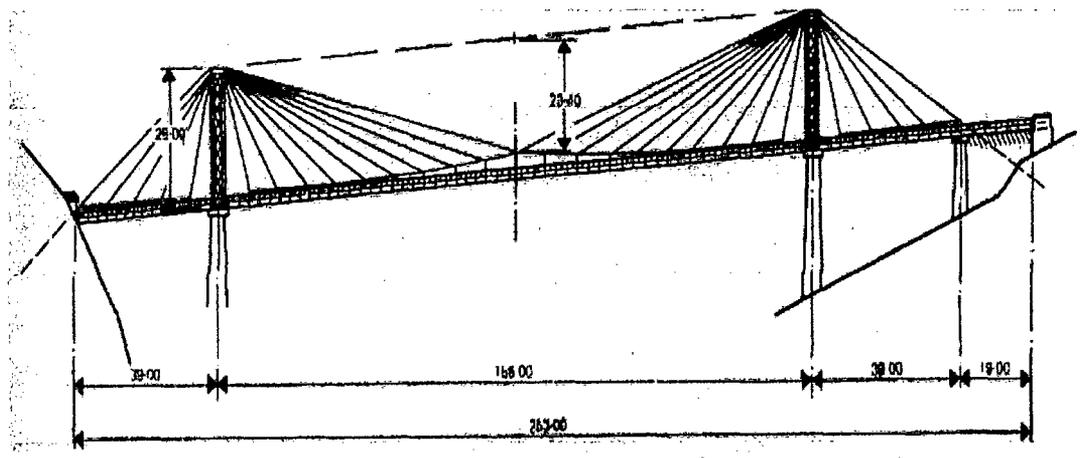


Figura V-01  
Diseño del puente Cassagne

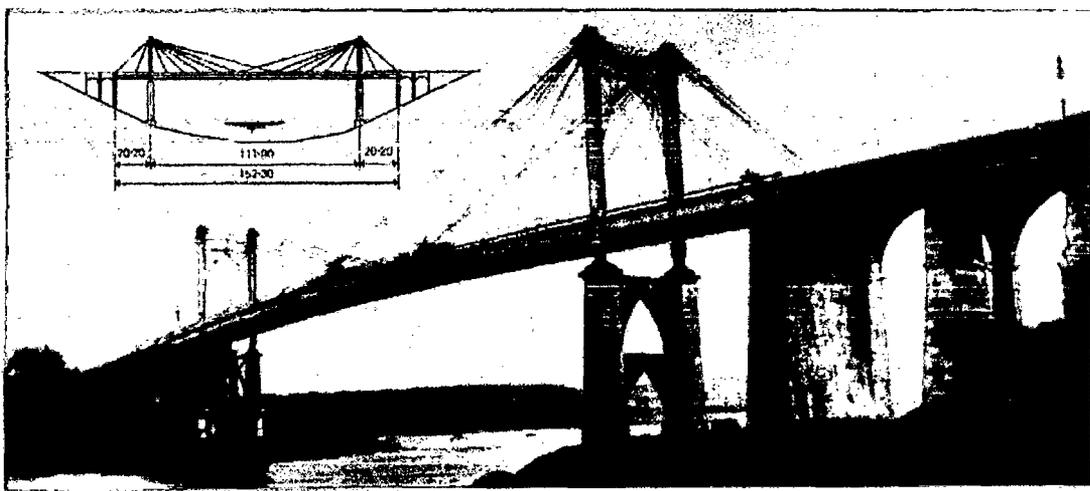
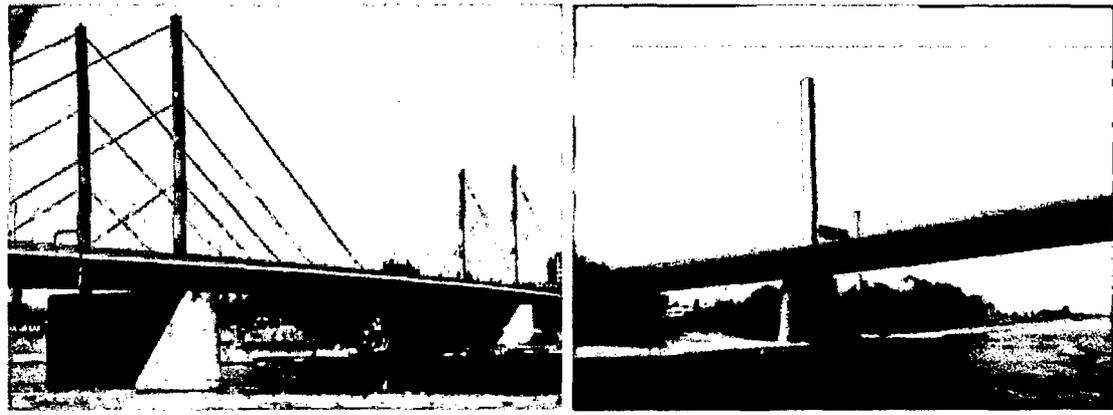


Figura V -02  
 Puente Lezardrieux, en Francia

A partir de la mitad del siglo XX, después de la Segunda Guerra Mundial y una vez desarrollado el uso de cables para el sistema de atirantamiento se trazaron en Alemania y gran parte de Europa varios puentes que adicionalmente incorporaban diseños revolucionarios, y que desde el punto de vista arquitectónico los hicieron particularmente especiales y llamativos. Dentro de esta época destacan los correspondientes a Theodor Heuss (1958) y el Fiedrich Ebert (1967) en Alemania (figura V-3), por mencionar algunos de los más importantes. Posteriormente, estos diseños empezaron a levantarse en Estados Unidos, Japón y el resto del mundo, siendo a la fecha uno de los conceptos más empleados para claros de gran tamaño.



a) Theodor Heuss

b) Fiedrich Ebert

Figura V-3  
 Puentes alemanes, de tipo atirantado

En general, se sabe que los puentes atirantados son los adecuados cuando ante claros entre 100 y 500 m; sin embargo, la tecnología actual ha permitido llegar hasta claros mayores a los 800 m, tales como el Tataru (figuras V-5 y V-6) en Japón (890 m) o el Pont de Normandie en Francia (856 m); o bien, de diseños novedosos que por su estética son particularmente conocidos, como es el caso del de Santiago Calatrava para el puente del Alamillo en Sevilla, España (figura V-07).

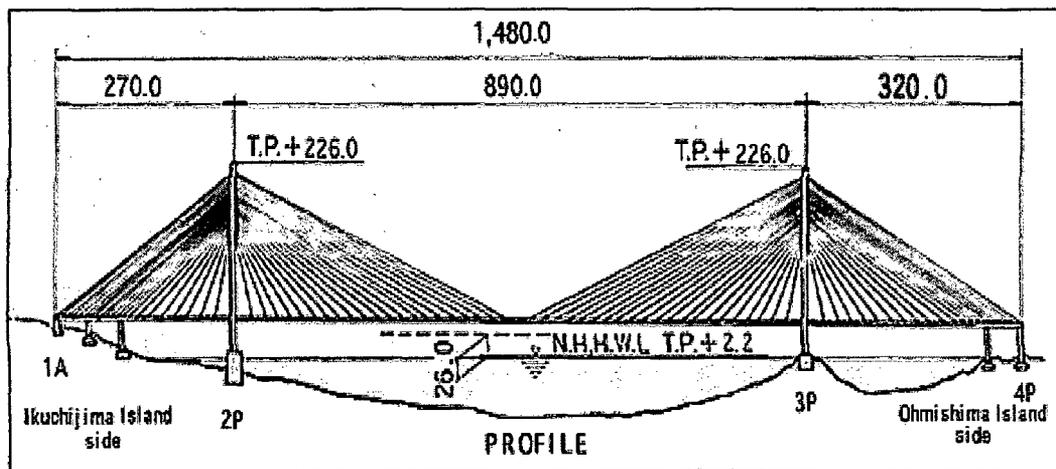


Figura V-04  
Diagrama general del diseño del puente Tataru, de Japón

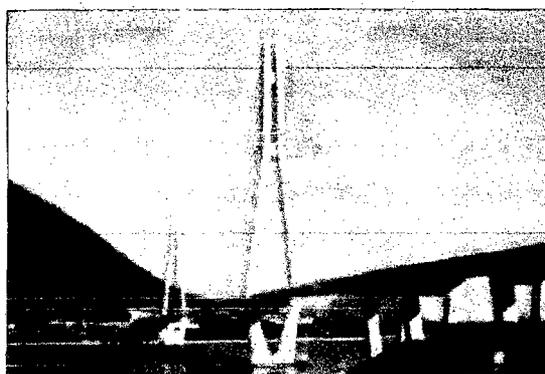


Figura V-05  
Vista panorámica del puente Tataru



Figura V-06  
Puente Pont de Normandie, en Francia



Figura V-07  
Puente el Alamillo en Sevilla, España

En la actualidad, la presencia de nuevos materiales y de nuevos conceptos de diseño, permiten considerar formas estructurales de puentes atirantados con claros de hasta 1400 m de longitud; sin embargo, existen grandes retos tecnológicos que aún deben ser resueltos.

En la tabla 1.1 se presenta una lista de los mayores puentes atirantados construidos a la fecha en el mundo, y en la 1.2 los existentes en México.

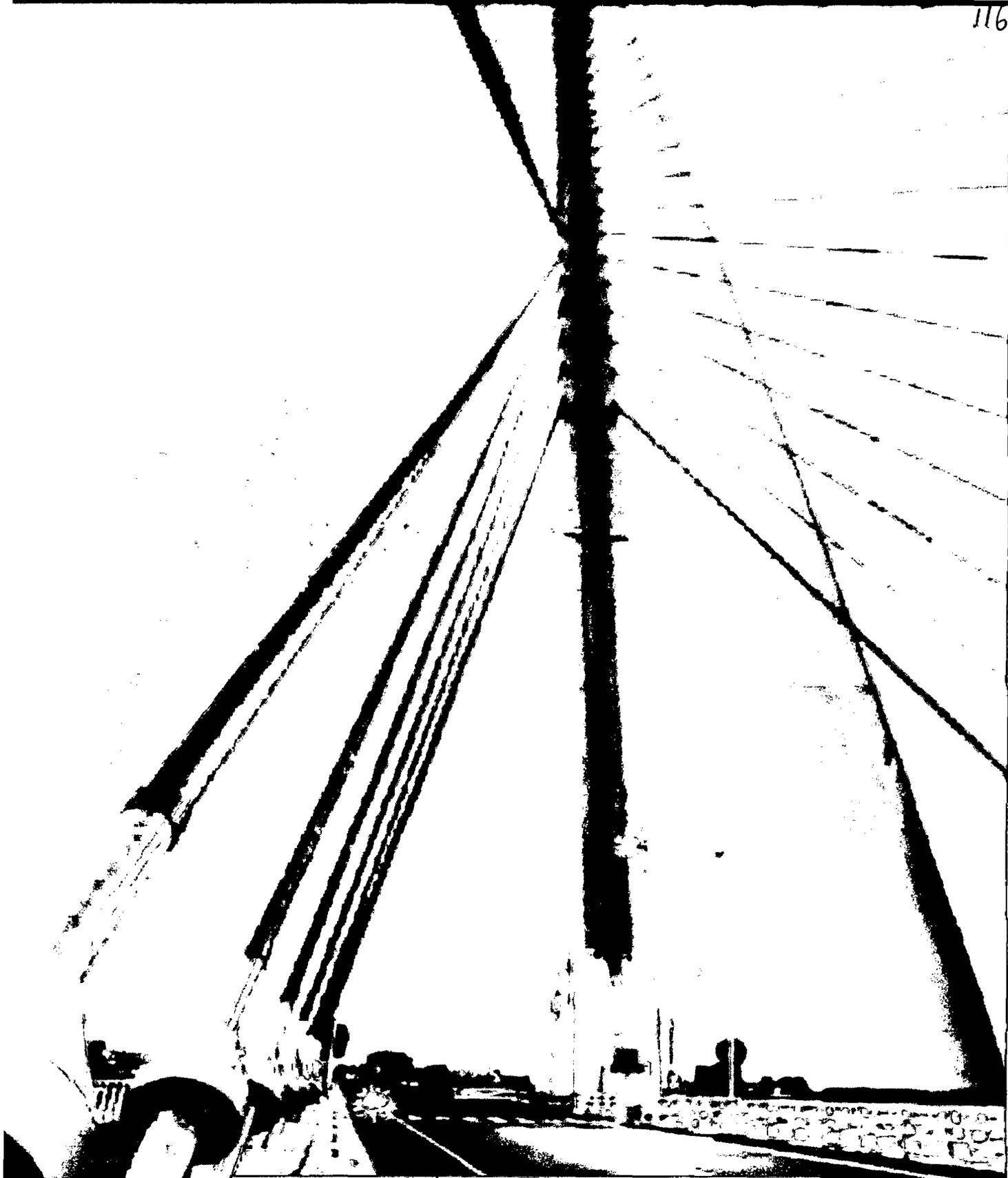
Tabla V-01  
Puentes atirantados en el mundo

Nombre del puente	País	Longitud del claro (m)	En servicio desde
Tatara	Japón	890	1999
Pont de Normandie	Francia	856	1994
Yanqou	China (Shangai)	602	1993
Xupu	China (Shangai)	590	1996
Meiko Chuo	Japón	590	1997
Skarnsund	Noruega	530	1991
Tsurumi Tsubasa	Japón	510	1995
Öresund	Suecia	490	1999
Tina Kau	Hong Kong	475	1997
Annacis Island	Canadá (Vanco.)	465	1986
Second Hooghly	India (Calcuta)	457	1992
Second Severn	Inlaterra	456	1996
Dartford	Inlaterra	450	1991
Rama IX	Tailandia (Bangk.)	450	1987
Dafosi	China	450	2001
Barrios de Luna	España	440	1983

Kap Shui Mun	Hong Kong	430	1997
Helgeland	Noruega	425	1991
St Nazarine	Francia	404	1975
Elorn	Francia	400	1994
Vigo-Rande	España	400	1978
Dame Point	EUA (Florida)	396	1989
Baytown	EUA (Texas)	381	1995
Luling, Mississippi	EUA	372	1982
Flehe, Duesseldorf	Alemania	368	1979
Tjörn (nuevo)	Suecia	366	1981
Neuenkamp	Alemania	350	1970
Glebe Island	Australia	345	1990
ALRT Fraser	Canadá	340	1985
West Gate, Melbourne	Australia	336	1974
Rio Paraná (2 puentes)	Argentina	330	1978
Karnali	Nepal	325	1993
Köhlbrand	Alemania	325	1974
Guadiana	Portugal	324	1991
Erskine	Escocia	305	1971
Bratislava	Eslovaquia	305	1972
Kiev	Rusia	300	1976
Farö	Dinamarca	290	1985
Wadi-Kuff	Libia	282	1972
River Waal, Tiel	Holanda	267	1974
Chaco/Corrientes	Argentina	245	1973
Papineau-Leblanc	Canadá	241	1971
Kärkistensalmi	Finlandia	240	1996
Maracaibo	Venezuela	235	1962
Strömsund	Suecia	183	1955

Tabla V-02  
Puentes atirantados en el Perú

Nombre	Ubicación	Longitud	En
Bellavista	Tarapoto	320	1996
Bolognesi	Piura	150	2002
Rayo de sol	Rio Rimac	180	2006



<p><b>Capítulo</b> <b>I</b></p>	<p><b>Problema</b></p>
-------------------------------------	------------------------

*Alberto Torres*  
Fotografía

# CAPÍTULO I

## PROBLEMA

### 1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:

Los problemas en los diseños estructurales de puentes atirantados con refuerzo de fibras de carbono hoy en día se han convertido en uno de los mayores enigmas para la ingeniería de puentes, por ello su solución depende de una buena investigación científica, conjuntamente con la tecnología digital.

Al finalizar la segunda guerra mundial, el desarrollo de las infraestructuras a nivel mundial ha tenido el mayor crecimiento en la historia de la civilización, propiciando que uno de los factores más importantes a tomar en cuenta a la hora de seleccionar un método constructivo sea el tiempo de construcción. Por esto, se han desarrollado sistemas constructivos industrializados como es el caso del sistema de construcción por dovelas prefabricadas.

Por otro lado, tras muchos años de construcción de estructuras de hormigón, se ha podido observar en obras construidas con un número significativo de años que han surgido problemas de conservación importantes, así como cambios de uso de las estructuras y modificaciones en los códigos de construcción, en los que la capacidad portante de la estructura en su diseño original queda obsoleta para su funcionamiento. Por esto, ha surgido la necesidad de tareas de rehabilitación, reparación y refuerzo. Esto ha propiciado el desarrollo de nuevas tecnologías y la aplicación de nuevos materiales para disminuir costos y tiempo dentro del campo de las reparaciones y construcciones de las estructuras.

Por otra parte, el avance tecnológico en la industria de la construcción aunado a los nuevos sistemas de control de calidad, ha originado que el diseño de las estructuras sea cada vez más intrépido, encontrando muchas veces obstáculos en los propios materiales de construcción comunes, como podría ser el peso propio en el caso del hormigón. Por lo anteriormente expuesto, la industria de la construcción al verse limitada con los materiales clásicos, ha buscado nuevas alternativas para dar solución a esta diversidad de problemas.

Aprovechando la experiencia ganada en el campo militar y aeroespacial con el uso de los materiales compuestos se ha buscado la implementación de éstos en la industria de la construcción. Por medio del uso de “Fiber Reinforced Plastics” (FRP).

## **1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

### **1.2.1. Problema General:**

¿Cómo desarrollar el diseño estructural de puentes atirantados con fuerzo de fibras de carbono expuestos en zonas de altos grados de corrosión?

### **1.2.2. Problemas específicos:**

- a. ¿Cómo desarrollar el diseño estructural de puentes atirantados con refuerzo de fibras de carbono para una luz de 120ml. En zonas de altos grados de corrosión?
- b. ¿Cuáles son las propiedades físicas – químicas de las fibras de carbono y cable estructural?
- c. ¿Cuáles son las ventajas del refuerzo de fibras de carbono con respecto a los refuerzos con cables estructurales?

### 1.3. OBJETIVOS, GENERAL Y ESPECÍFICOS

#### 1.3.1. Objetivo general:

El objetivo general de esta tesis es desarrollar un diseño estructural de puentes atirantados con refuerzo de fibras de carbono expuesto en zonas de altos grados de corrosión.

El objetivo global de este trabajo de investigación se centra en el desarrollo de un diseño estructural de puentes atirantados con la aplicación de fibras de carbono como refuerzo para conocer su, evaluación y aplicación de FRP como refuerzo de estructuras en puentes atirantados de concreto armado *formadas por dovelas*.

Para poder cumplir con el objetivo general de esta tesis se han propuesto los siguientes objetivos específicos:

#### 1.3.2. Objetivos Específicos:

- a) *Desarrollar el diseño estructural de puentes atirantados con refuerzo de fibras de carbono para una luz de 80ml. Expuestos en zonas de altos grados de corrosión.*
- b) Determinar las propiedades físicas – químicas de las fibras de carbono y cable estructural. Para fundamentar y comprender de forma explícita, esta unidad de investigación, realizaremos una investigación bibliográfica extensa en relación al estado del conocimiento de estas propiedades.
- c) Evaluar de forma explícita las ventajas del refuerzo de fibras de carbono con respecto a los refuerzos con cables estructurales. De tal forma que justifique la superioridad del uso de las FRP como refuerzo estructural en el diseño de puentes atirantados.

#### 1.4. JUSTIFICACION:

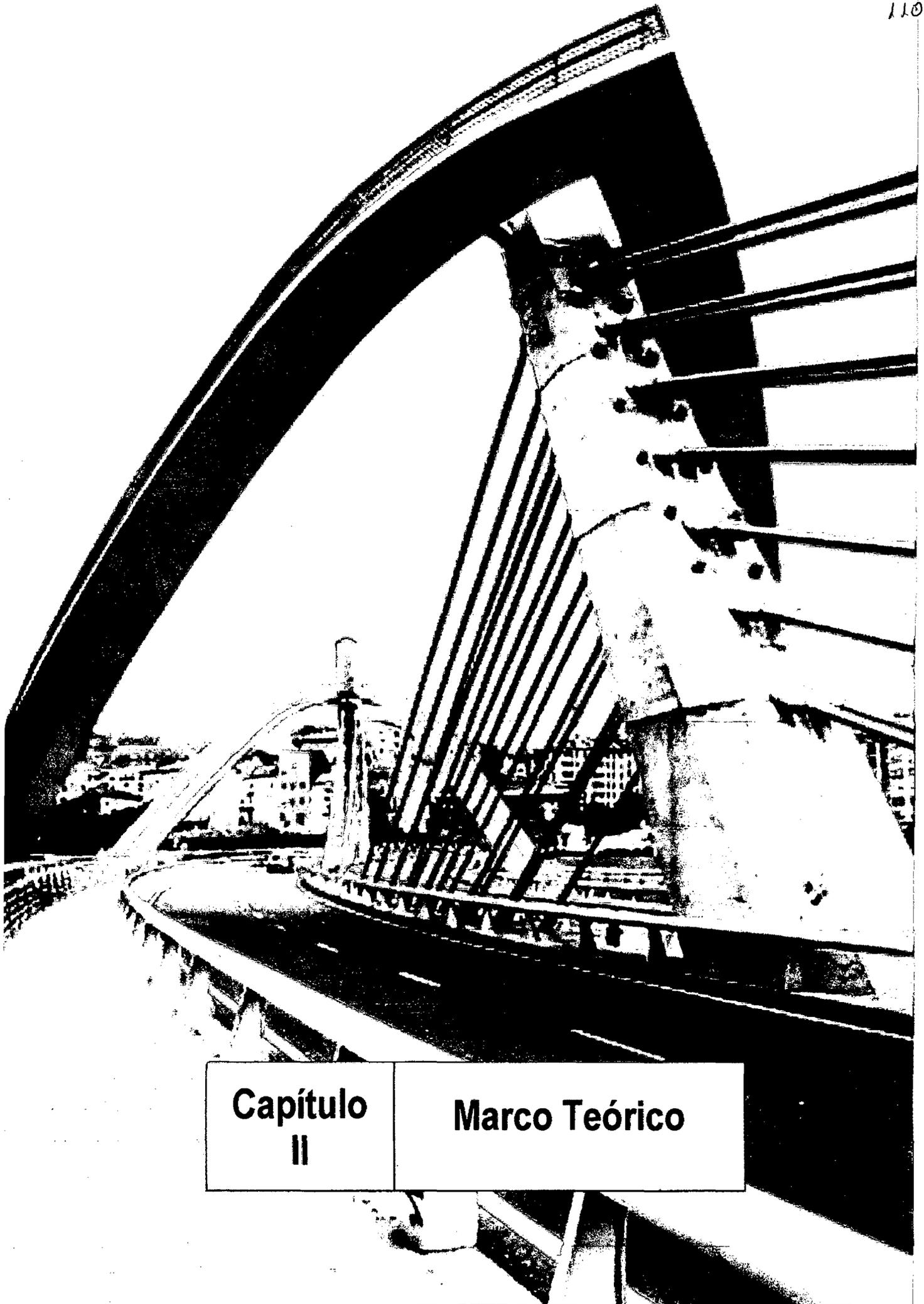
El uso de fibras de carbono ha tenido desde su aparición una atención especial debido a su eficiente comportamiento bajo esfuerzos de tracción, su gran resistencia frente a agentes externos, la sencillez de su aplicación en obra y tomando en cuenta su compatibilidad tanto de deformaciones como químicas con los agregados, ha conducido a que estos materiales se hayan implementado como medios de reparación y refuerzo de estructuras de concreto armado.

Al ser productos relativamente nuevos en el campo de la construcción, no se cuenta con un profundo conocimiento sobre su comportamiento en determinadas tipologías estructurales, como es el caso de los sistemas formados por dovelas prefabricadas, por lo que las especificaciones técnicas proporcionadas por los fabricantes son limitadas para el campo de aplicación de estos productos, por tal razón es conveniente el estudio teórico experimental de este proyecto de investigación.

Teniendo en cuenta los estudios realizados en Europa (**España**) se tiene en cuenta los siguientes criterios para la justificación e importancia de toda investigación:

- a. **Conveniencia:** Sin duda alguna, este aspecto es crucial, ya que la presente investigación es conveniente para este tiempo y espacio, pues sirve para mejorar nuestras técnicas de cálculos y/o métodos constructivos de puentes pre esforzados de sección dovelas.
- b. **Relevancia social:** La presente investigación colabora en el bienestar personal y social de la nación. El trabajo es trascendente ya que va a beneficiar a nuestra población y de igual manera va a permitir avanzar científicamente de forma paralela en función a los demás países avanzados de la actualidad.
- c. **Implicaciones prácticas:** En ese sentido, la investigación tiene carácter práctico, ya que se estudió la variable independiente con la finalidad de concluir en resultados que propicien y/o fomenten los diseños de puentes con refuerzos de fibras de carbono.

- d. **Valor teórico:** La información recopilada y procesada sirve de sustento para esta y otras investigaciones similares, ya que enriquecen el estudio con respecto a puentes de sección dovelas con concreto pre-esforzado.
- e. **Utilidad metodológica:** En la presente investigación el instrumento diseñado y elaborado ha servido para recopilar información y asimismo para analizar los datos, los mismos que han sido guiado y orientados en todo momento por el método científico. En ese sentido la presente investigación también se justifica.



**Capítulo**  
**II**

**Marco Teórico**

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. ANTECEDENTES

##### 2.1.1. A nivel internacional:

- A. Los Dres. En ingeniería de puentes Bizindavvi y Neale (2004) realizaron una investigación experimental y analítica sobre longitudes de transferencia y fuerzas de adherencia en laminados de FRP adheridos al hormigón. A partir de los ensayos experimentales se observó que para una sola capa de GFRP de 25 milímetros de ancho en juntas de hormigón, una longitud de anclaje de 160 milímetros era suficiente para desarrollar la capacidad total a tracción del laminado. Para dos capas de GFRP de 25 milímetros de ancho, una longitud de anclaje de 260 milímetros era suficiente para desarrollar la capacidad total a tracción del laminado. En el caso de 1 y 2 capas de CFRP de 25 milímetros de ancho, longitudes de anclaje de 80 y 220 milímetros, respectivamente, eran suficientes para desarrollar la capacidad total a tracción de los laminados. Se determinaron las expresiones empíricas para calcular las longitudes de transferencia en función de niveles relativos de carga. Se demostró que la longitud inicial de transferencia está en función de la longitud de anclaje total y que el excedente en la longitud de anclaje permite la transferencia de las cargas que excedan los niveles de las cargas de servicio.
- B. El Dr. En ingeniería de puentes Chajes eth (2005) estudió la adherencia y el mecanismo de fuerzas de transferencia en laminados de materiales compuestos adheridos al hormigón. En primer lugar se realizó una serie de ensayos para investigar la influencia de la preparación superficial, tipo de adhesivo y la resistencia a compresión del hormigón sobre la resistencia de adherencia. En segundo lugar, se realizó una serie de ensayos para

estudiar la transferencia de tensiones del laminado al hormigón. Se observaron dos mecanismos de falla. Por un lado la falla por agotamiento tangencial del hormigón por debajo de la superficie del mismo y por otro lado de tipo cohesivo que dependía del tipo de adhesivo.

- C El Dr. Yoshizawa. (2004) realizó un estudio sobre el efecto del tipo de preparación superficial del hormigón sobre la adherencia de hojas de CFRP. El espécimen usado en estas pruebas era un prisma de hormigón con dos hojas de CFRP adheridas en lados opuestos. El espécimen fue ensayado a tracción, originando tensiones tangenciales directas en el CFRP. La preparación superficie del hormigón se realizó mediante hidrodemolición y chorro de arena. Se encontró que la técnica de hidrodemolición incrementaba al doble la capacidad de carga del espécimen en relación a la técnica de chorro de arena.
- D [HORIGUCHI & SAEKI, 1997]. Se investigaron tres diferentes métodos de ensayo utilizando hojas de CFRP; a flexión, a cortante y a tracción directa en hormigones con resistencias a compresión comprendidas entre 10 y 50MPa. El ensayo a tracción directa produjo la resistencia de adherencia mayor, seguida por el ensayo a flexión y por último el de cortante. Se observaron tres mecanismos de falla: cortante del hormigón, delaminación del FRP y rotura del FRP. Cuando la resistencia a compresión del hormigón era baja (menos de 25.3MPa), la falla se producía en el hormigón. La delaminación ocurrió cuando la resistencia a compresión del hormigón era alta o cuando se realizó el ensayo a cortante. La rotura del FRP se observó en los ensayos a flexión con hormigón de alta resistencia (50MPa). La resistencia de adherencia aumentó en relación a la resistencia a compresión del hormigón. La longitud de anclaje de la hoja del CFRP tuvo un efecto mínimo en la carga última.

### **2.1.2. A nivel nacional:**

Se tiene la siguiente investigación:

- a) EL Ing. Willian Baca Escobar. Realizo una investigación teórica básicamente en él “Estudio de la reparación de estructuras por medio de las fibras de carbono”, investigación aplicada cuya metodología fue descriptiva y de análisis de contenido. Se trata de un estudio dentro del ámbito nacional de la capital de nuestro.
  - El Estudio favorece significativamente el desarrollo de nuevas teorías en la reparación de las estructuras utilizando las fibras de carbono.

## **2.2. BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1. PUENTES ATIRANTADOS**

#### **2.2.1.1 Breve Reseña Histórica de Puentes Atirantados**

Los primeros “Puentes Atirantados” fueron construidos en base de maderos y sogas como tensores; también fueron “Puentes Atirantados” los portones levadizos de los castillos de la edad media. Los primeros registros escritos indican que el primer puente atirantado fue construido por el veneciano Verantius en 1617; seguido a este, en 1784 un carpintero alemán conocido como C. T. Loescher, diseñó una estructura completamente en madera que trabajaba como un puente atirantado, lastimosamente ninguno de estos puentes ha sido conservado.

El diseño de los puentes atirantados fue desarrollado a principios de siglo XIX. Los primeros ejemplos incluyen los puentes de Menai y Cowny (puestos en funcionamiento en 1826) en el Norte del País de Gales y el primer puente Hammersmith (1827) en la zona Oeste de Londres. Desde entonces puentes atirantados han sido construidos a lo largo de todo el mundo. Esta tipología de puente es prácticamente la única solución posible para salvar grandes luces (superiores a un kilómetro), por ejemplo, cuando sea peligroso para el tráfico

marítimo añadir apoyos centrales temporales o permanentes, o no sea viable añadir apoyos centrales.

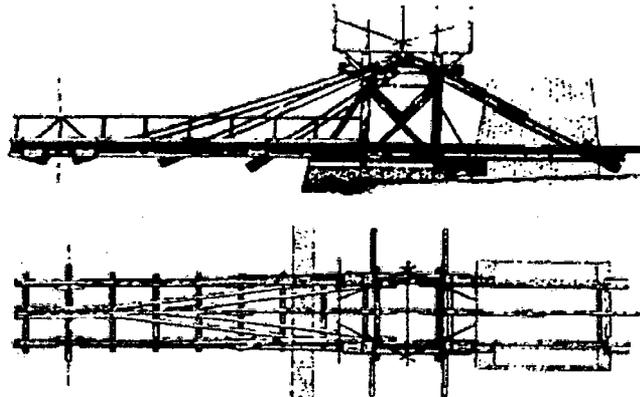


Fig. 2.1. Diseño de Loescher's, Alemania, 1784

Sin embargo, las primeras estructuras actuales de puente parte de suspensión y parte atirantada. Fueron construidas en Inglaterra a finales del siglo 18. La primera propuesta es la que usualmente se adoptaría, ya que aparentemente sería la que mejor trabaja a grandes cargas. En estos dos métodos de construcción, los elementos más importantes, aquellos que soportan las cargas del tablero y las cargas vivas que se ejercen sobre éste, son ubicados en dirección longitudinal. La capacidad de carga de la estructura depende de la capacidad de estos elementos en tensión.

En el siglo XVIII aparecen los primeros "Puentes Atirantados" de acero, con luces bastante importantes para la época, lamentablemente, los colapsos de los puentes de Dryburgh Abbey en Escocia debido a oscilaciones importantes del tablero y del puente sobre el río Saale en Alemania por excesiva sobrecarga, motivó que este tipo estructural fuera prácticamente desechado y reemplazado por los puentes colgantes durante más de 100 años.

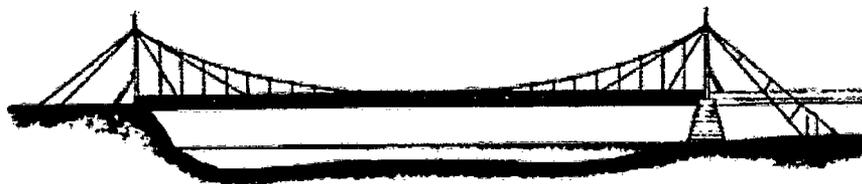


Fig. 2.2. Puente Peatonal Dryburgh Abbey, Escocia, 1817

Durante este tiempo, J. Roebling, en los Estados Unidos, empezó a usar un sistema de cadenas basado en alambres de acero, el cual reemplazaría al sistema de cadenas para suspensión. En 1855 él construyó una atrevida e impresionante estructura en los bajos de las Cataratas del Niágara, de un solo vano de 280 m.



Fig. 2.3 Puente de las Cataratas del Niágara, Estados Unidos, 1855

Los dos tableros, uno encima de otro, están sostenidos por cables parabólicos y por un sistema de cables inclinados que trabajan a tensión, los cuales se conectan al anclaje de la estructura. El tablero de la parte baja es usado como paso peatonal y vehículos ligeros como carretas, bicicletas, etc., mientras que el tablero de la parte superior servía para el paso de trenes en general. Un estudio completo de la estructura mostró las deflexiones que tenía este puente bajo las cargas de los trenes con sus vagones, y estas no excedían de 0,25 m, es decir que tenía deformaciones menores de  $1 / 1000$  de la longitud del vano. Esto daba la evidencia de la gran rigidez que tenían estos dos tableros que trabajaban dentro de los límites de deformación.

### 2.2.1.2 Definición

Dentro de la ingeniería civil, se denomina **punto atirantado** a aquel cuyo tablero se encuentra suspendido de uno o varios pilones centrales mediante un sistema de cables (torones). Estos se distinguen de los **puentes colgantes** porque en estos los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales, y porque los puentes colgantes trabajan principalmente a tracción, mientras que los **puentes atirantados** tienen partes a tracción y otras a compresión. Existen diferentes tipos de colocación de los tirantes dentro de estos puentes ya que estos van desde el tablero al pilar situado a un lado, y desde este, al suelo, o bien, como el Puente del Alamillo, están unidos directamente al único pilar y anclados al suelo.

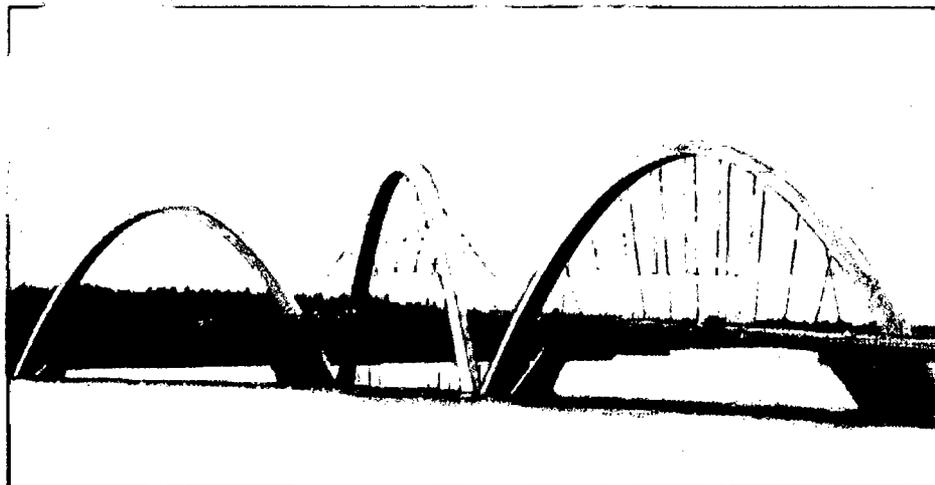
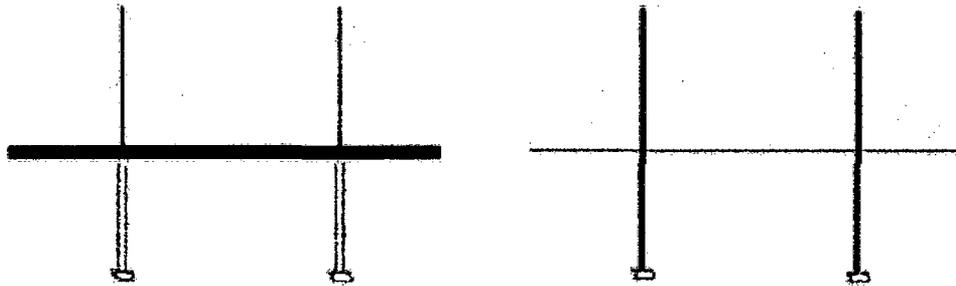


Imagen 2.1. Puente colgante Juscelino Kubitschek, Brasilia ( Brasil ).

Los puentes atirantados se componen de tres elementos básicos: el tablero, los cables o tirantes, y las pilas. En general, el diseño de estos elementos se relacionan íntimamente con los otros, ya que entre ellos se reparten la carga de forma que, en un caso extremo, el tablero sea estructuralmente resistente para soportar la mayoría de la carga, con pilas de poca capacidad y pocos tirantes (figura 1.10a). Por otra parte, el tablero puede

tener una mínima capacidad de carga, en tanto que la pila y un suficiente número de cables sean los que resisten la mayor carga (figura 1.10b).



a) Tablero de alta capacidad estructural y sistema de atirantamiento de baja Capacidad estructural.

b) Tablero de baja capacidad estructural y sistema de atirantamiento con alta capacidad estructural

### 2.2.1.3 Condiciones consideradas para el diseño de puentes atirantados

Uno de los aspectos fundamentales que se debe analizar en el diseño de un puente atirantado es la distribución y el arreglo del sistema de suspensión, ya que éste no sólo afecta el comportamiento y desempeño estructural del puente, sino también sus dimensiones, los métodos constructivos y, al final, el costo total de construcción.

Los sistemas de suspensión pueden ser, en general, de tres diferentes tipos. El primero, de suspensión central (figura 2.4a); el segundo, de suspensión lateral (figura 2.4b); y el último, de suspensión en tres planos (figura 2.4c).

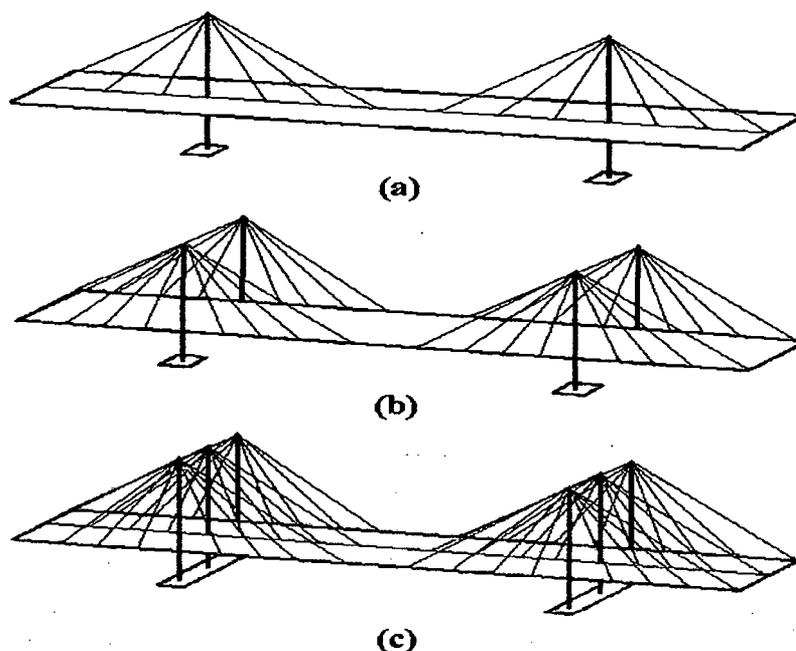


Figura 2.4 tipos de suspensión de puentes atirantados

#### 2.2.1.4 Tipos de puentes, según el número de planos de atirantamiento

La elección del tipo de suspensión depende del ancho del tablero y de la rigidez necesaria para que soporte cargas torsionales. La mayoría de los puentes atirantados tienen sistema de suspensión lateral, como es el caso del puente Río Papaloapan; sin embargo, otros como el Jaime Dovalí, cuentan con un sistema de suspensión central. Aunque pocos, como el puente Riddes (figura 2.2) en Suiza, hay algunos que manejan un sistema de suspensión triple, o en los tres planos.

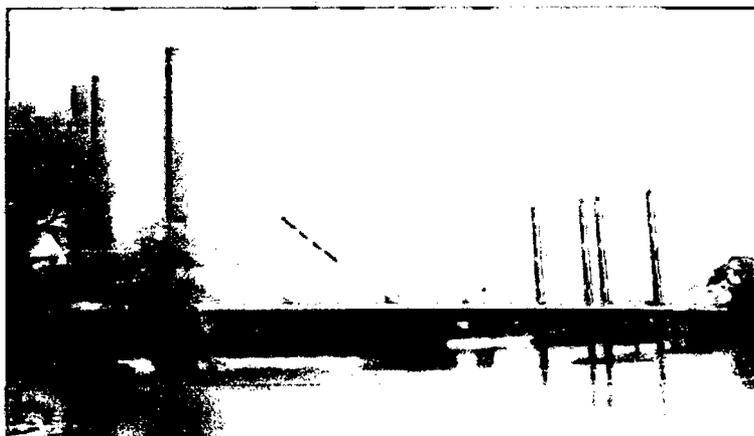


Imagen 2.2 puente de Riddes de Suiza

Otro aspecto fundamental en el diseño de puentes atirantados es la distribución geométrica de los tirantes. En este caso, generalmente se consideran cuatro diferentes tipos de diseño, que son los de tipo arpa o de cables paralelos y arreglo simétrico; los de tipo abanico, desplazados todos los cables desde la parte alta de las pilas y con distribución simétrica; los de tipo semi-arpa, cuyos cables no son paralelos y optimizan la distribución de cargas con el tamaño de la pila; y finalmente, los asimétricos (figura 2.5).

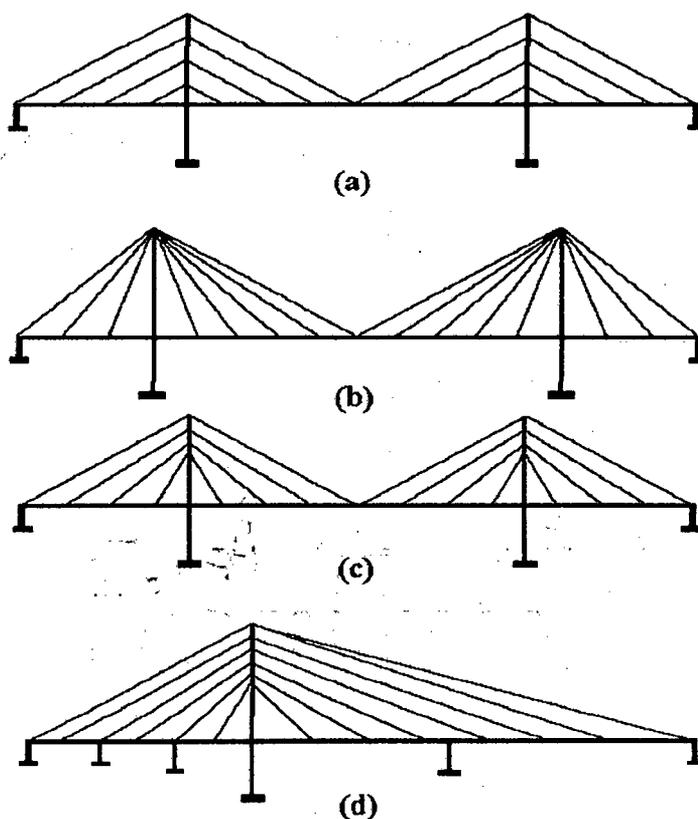


Figura 2.5 Diseños de atirantamiento: a) arpa; b) abanico; c) semi-arpa; d) asimétrico

En cuanto a las pilas, existen varios diseños que, más que nada, dependen del concepto arquitectónico y la estética que el diseñador quiera dar al puente; sin embargo, las más comunes son las de forma de: triángulo; diamante; de una columna; de doble columna paralela; o de doble columna con vigas transversales (figuras 2.6 y 2.7).

La selección del tipo de pila depende en gran medida del ancho del tablero, la altura y el claro del puente, así como del sistema de atirantamiento. Respecto a esto último, por ejemplo, existen diseños en los cuales el soporte superior en la columna es en el plano central, mientras que en el tablero es en los planos laterales (figuras 2.6a y 2.6b). Otra posibilidad es tener todo el sistema de atirantamiento (columna y tablero) en el plano central (figuras 2.6c y 2.6d), o contar con dos sistemas de atirantamiento, cada uno en los planos laterales del puente (figuras 2.7a, 2.7b y 2.7c).

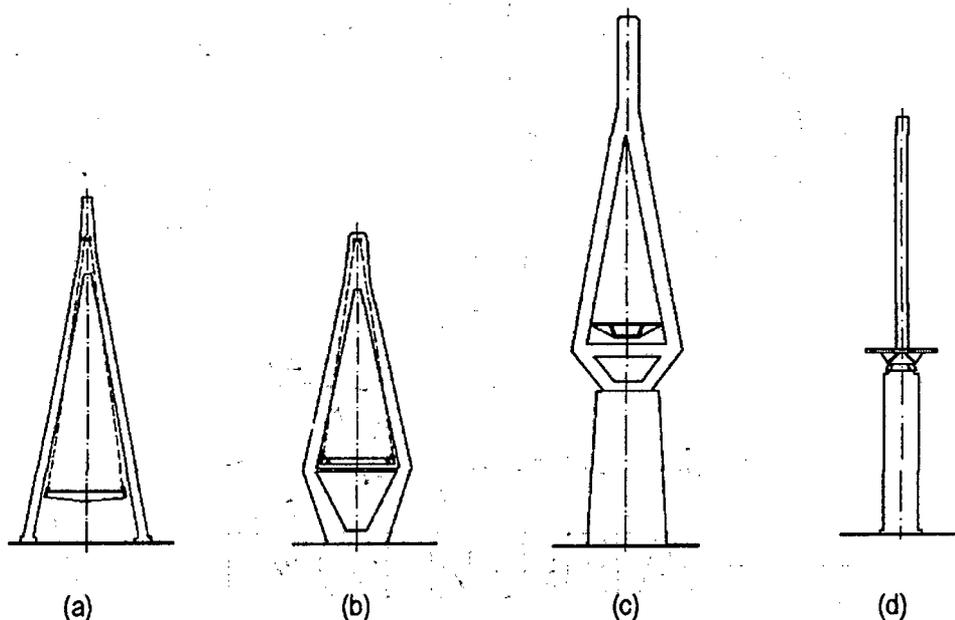


Figura 2.6 Diseños típicos de pilas con atirantamiento en el plano central

Dentro de la diversidad de diseños para pilas, se pueden considerar aquellas con varios planos de atirantamiento, como el caso de la figura 2.6d, donde una parte de los tirantes se sujetan en la parte superior central de la pila y otra en dos planos laterales. Adicionalmente, existen las variantes en las que los tirantes están alineados con el plano de las columnas (figura 2.7a) o en las que tienen una ligera inclinación (que puede ser hacia adentro o afuera), respecto al plano de las columnas (figura 2.7b).

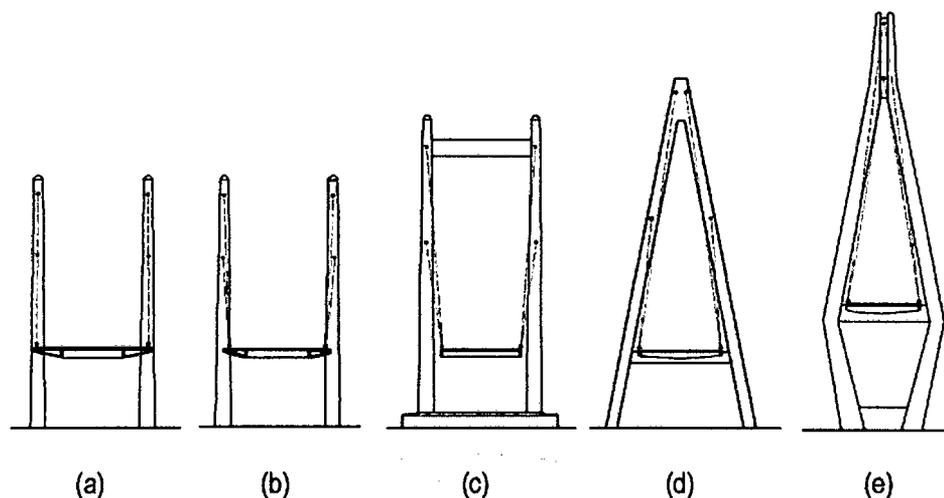


Figura 2.7 Diseños típicos de pilas con atirantamiento en dos o en varios planos laterales

### 2.2.1.5 Sistema Estructural

Los elementos fundamentales de la estructura resistente del puente atirantado son los tirantes, las torres (el pilón) y el tablero; **los tirantes** son cables rectos que atirantan el tablero, proporcionándoles una serie de apoyos intermedios más o menos rígidos. ; **las torres (pilón)** nos sirve para elevar el anclaje fijo de los tirantes, de forma que introduzcan fuerzas verticales en el tablero para crear los pseudo-apoyos; también **el tablero** interviene en el esquema resistente, porque los tirantes, al ser inclinados, introducen fuerzas horizontales que se deben equilibrar a través de él. Por todo ello, los tres elementos, tirantes, tablero y torres, constituyen la estructura resistente básica del puente atirantado.

### 2.2.1.6 Análisis paramétrico

El objetivo de este trabajo no es presentar una descripción detallada de cómo se diseña un puente atirantado, lo cual es un tema complejo y requiere de un tratamiento más formal; sin embargo, es importante contar con una descripción general de los aspectos que intervienen en el diseño para comprender la compleja interacción que hay entre los diferentes elementos que los constituyen, y con ello establecer la referencia necesaria para definir los

critérios, procedimientos y programas de inspección y evaluación estructural que se van a aplicar durante su vida útil, y ante las distintas condiciones de operación a las que se ven sometidos los puentes.

Si se considera un puente con una longitud de claro fija, los parámetros fundamentales que inicialmente se analizan son el patrón de atirantamiento (arpa, semi-arpa o abanico); las dimensiones del tablero; las dimensiones de las pilas; y la interacción directa del tablero con las pilas (interacción libre, de apoyo fijo o de apoyo deslizable). En general, del análisis de estos parámetros se determinan dimensiones y alturas de los apoyos; dimensiones del tablero; capacidades de carga de todos y cada uno de los elementos y, número y distribución de los tirantes.

Así, por ejemplo, en la comparación de tres diferentes tipos de atirantamiento, las distribuciones de fuerzas y momentos pueden cambiar. En la figura 2.8 se muestra una distribución de cargas con respecto a la altura de la pila para una configuración de arpa, semi-arpa y abanico. En este caso, es evidente que la capacidad de carga de la pila debe ser mucho mayor para una distribución de tirantes en abanico; sin embargo, de acuerdo con la figura 2.9, las cargas normales en el tablero resultan mucho menores, tanto con cargas vivas como muertas.

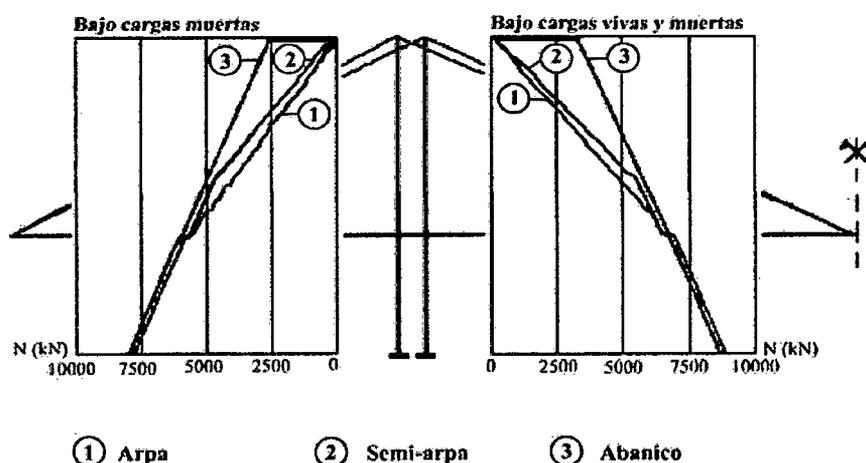


Figura 2.8 Cargas normales en las pilas para diferentes patrones de atirantamiento

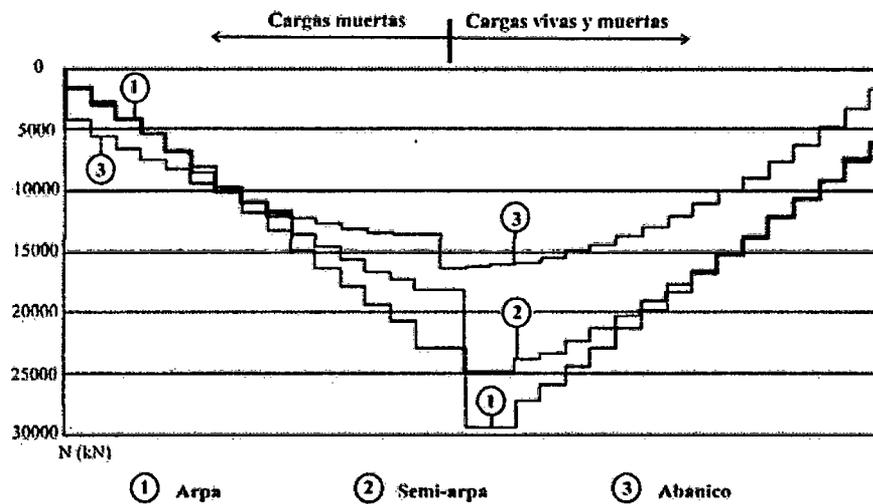


Figura 2.9 Cargas normales en el tablero para diferentes patrones de atirantamiento

En la figura 2.10 se muestra la distribución típica de momentos en el tablero para un puente con atirantamiento en abanico, y para las cargas vivas y cargas muertas. Generalmente, este tipo de gráficas sirven para comparar los niveles de esfuerzo a los que se someten los tableros con las diferentes configuraciones de atirantamiento, y determinar la óptima.

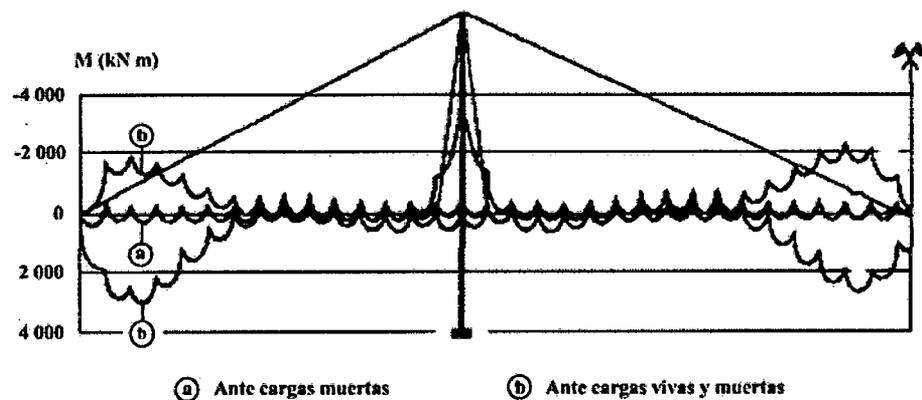


Figura 2.10 Distribución de momentos en el tablero de un puente con tirantes en abanico

Otro aspecto fundamental que el tipo de atirantamiento afecta es la envolvente de los momentos en la pila; según se hace ver en la figura 2.11, los momentos de mayor magnitud tienden a presentarse a la altura del tablero, y siendo en este punto, donde las magnitudes tienden a ser mayores para las configuraciones de semi-arpa y arpa; en cambio, en la parte superior de la pila, la magnitud de los momentos es mayor para la de abanico, respecto a las otras dos.

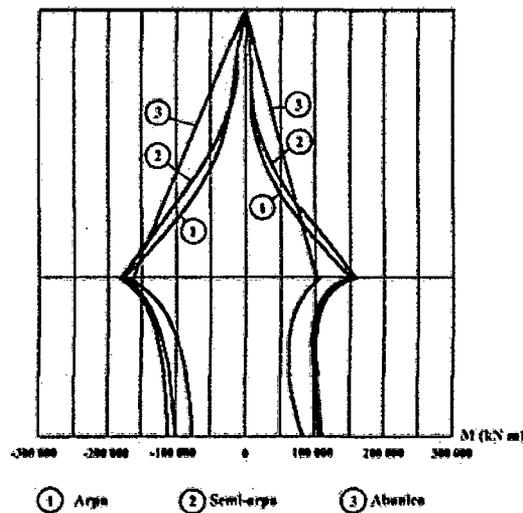


Figura 2.11. Distribución de momentos en la pila para diferentes tipos de atirantamiento.

Dentro del estudio paramétrico de un puente atirantado, uno de los aspectos importantes es calcular las deformaciones del tablero, bajo diferentes condiciones de carga. Un ejemplo en el que se calcula la deformación del talero ante cargas distribuidas en secciones alternas del puente, correspondiente a la figura 2.12; en este caso se comparan las deformaciones de tres diferentes patrones de atirantamiento ante un mismo nivel de carga.

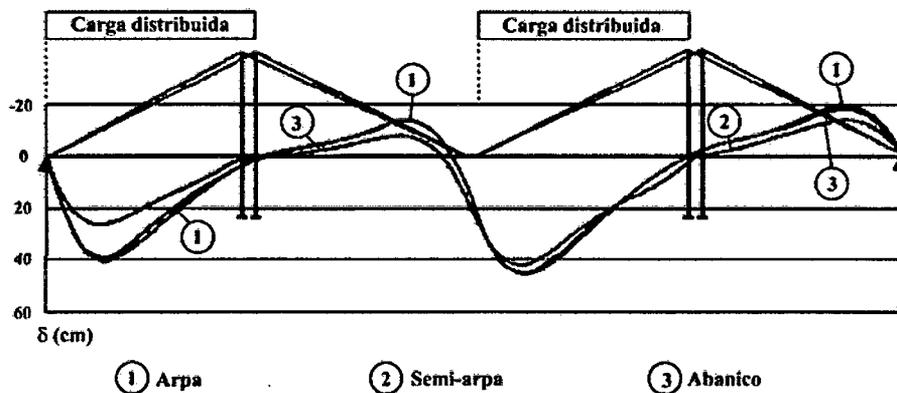


Figura 2.12 Deformación del tablero para tres patrones de atirantamiento

La geometría del tablero es importante para determinar los momentos de inercia y, por tanto, para definir los niveles de los momentos flexionantes en el mismo. En este caso, no sólo interviene el factor geométrico, sino también el nivel de la carga muerta y la capacidad de carga de las pilas. En la figura 1.13 se incluye una muestra una gráfica típica en la que se comparan tres patrones de atirantamiento para determinar los momentos de flexión máximos y mínimos en el tablero como función del momento de inercia.

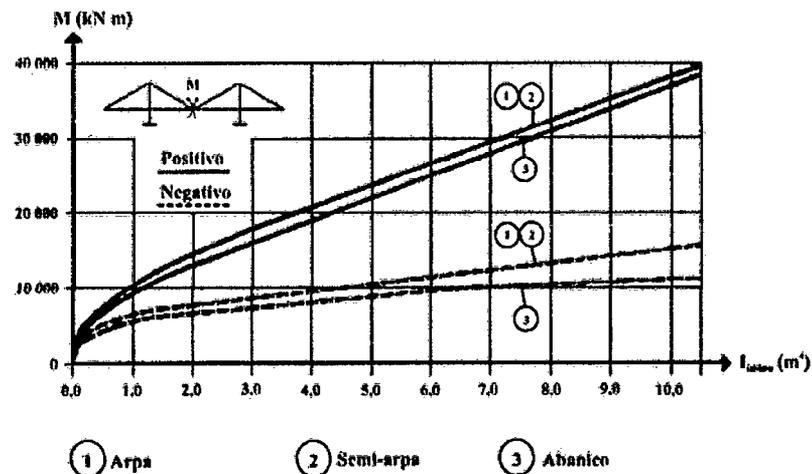


Figura 2.13 Comportamiento típico del momento flexionante máximo en el tablero, como función de su inercia (al centro del claro)

De igual manera, en el análisis paramétrico es conveniente evaluar los momentos flexionantes máximos en la pila y su distribución a lo largo de la misma, como función de la inercia del tablero (figura 2.14 y 2.15).

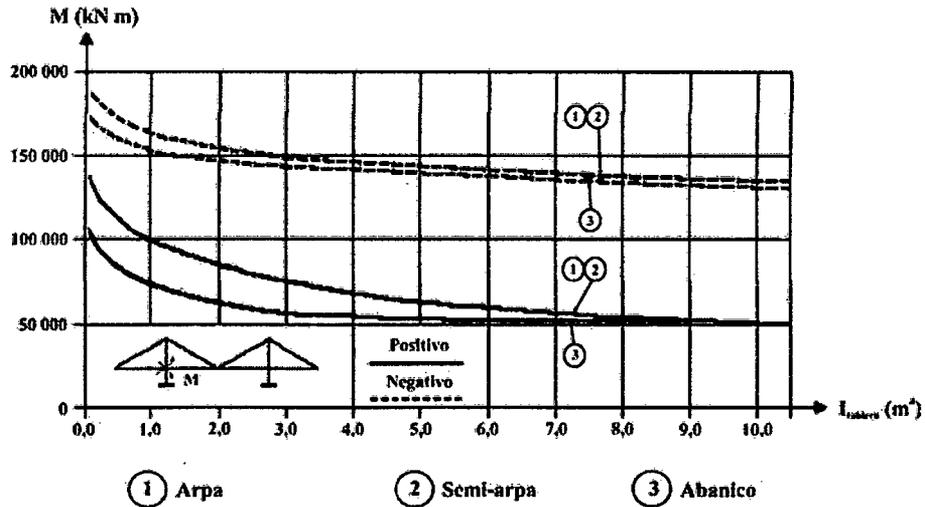


Figura 2.14 Comportamiento típico del momento flexionante máximo en la pila como función de la inercia del tablero (a la altura del tablero)

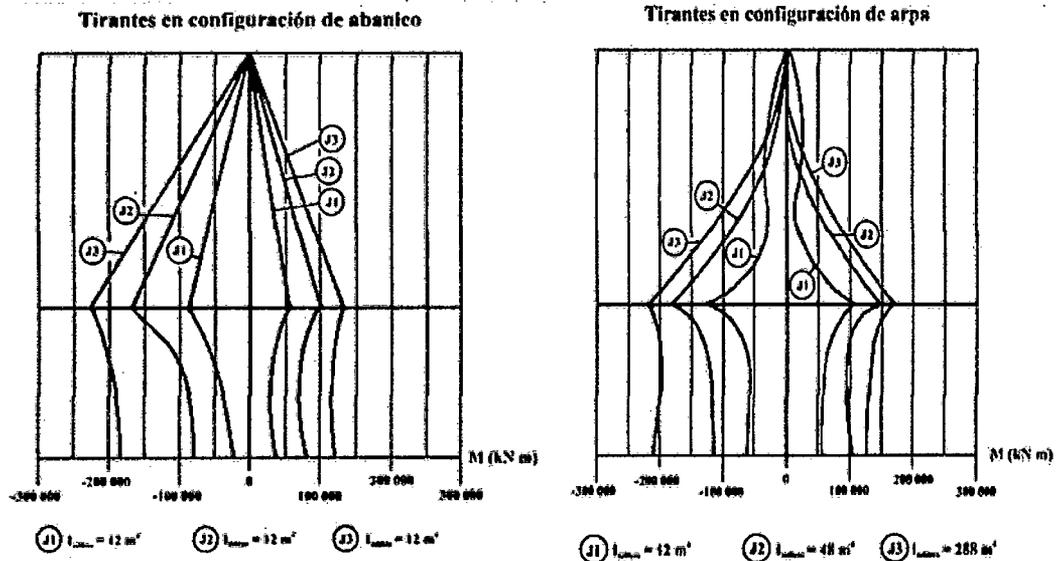


Figura 2.15 Distribuciones de los momentos flexionantes en la pila para la configuración de a) arpa y b) abanico, y para diferentes momentos de inercia del tablero

La inercia de la pila también afecta de manera significativa el nivel de deformaciones en el tablero. En la figura 2.16 se hace alusión al caso

comparativo de un puente con tres diferentes tipos de atirantamiento, y en el que se calculan las deformaciones máximas positiva y negativa en el centro del tablero variando la inercia de la pila. En este caso es evidente que a medida en que la inercia de la pila aumenta, la deformación tiende a ser constante.

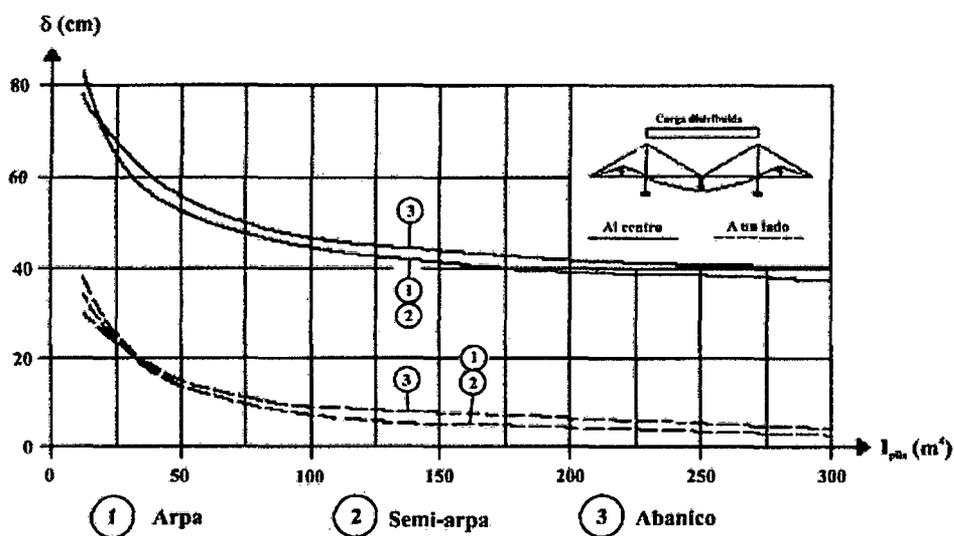


Figura 2.16 Deformación máxima en el tablero como función del momento de inercia de la pila.

Uno de los parámetros que mayor influencia tienen en el patrón de deformación del tablero es la interacción entre éste con la pila. Se puede tener una interacción libre, fija o deslizable, siendo cada uno de estos casos diferente. En la figura 2.17 se presenta el resultado del análisis de un puente con diferentes tipos de atirantamientos, considerando una interacción fija o libre entre el tablero y la pila.

En el caso de la interacción libre se generan las deformaciones mayores, sin que esto sea necesariamente peor desde el punto de vista estructural. Es fundamental en este caso, determinar igualmente el nivel de esfuerzos cortantes y flexionantes para conocer el nivel de esfuerzo de la estructura y establecer su capacidad de carga máxima en función de la resistencia del material empleado.

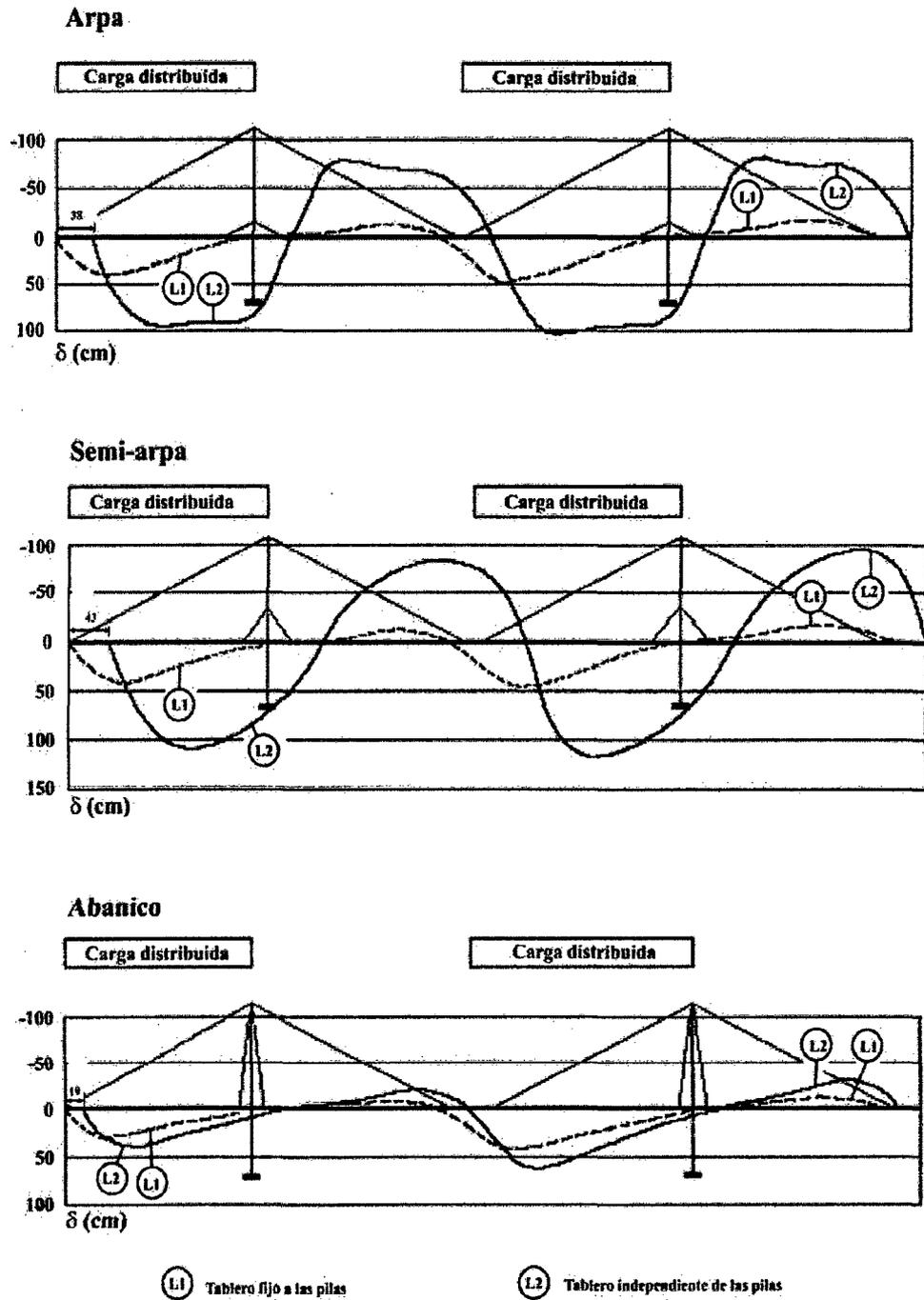


Figura 2.17 Deformaciones en el tablero para diferentes patrones de atirantamiento y en la interacción del tablero con la pila

### 2.2.1.7 Consideraciones Estáticas y Dinámicas

Los puentes atirantados son estructuras altamente redundantes, cuyas cargas se distribuyen de distintas formas a través de los diferentes tirantes y columnas, por lo que el proceso de diseño resulta particularmente complejo, teniendo como objetivo principal optimizar el arreglo de los tirantes y las dimensiones de las secciones transversales del tablero y las columnas. En general, el proceso de diseño comprende varias etapas, cuyo esquema se muestra en la figura 2.18

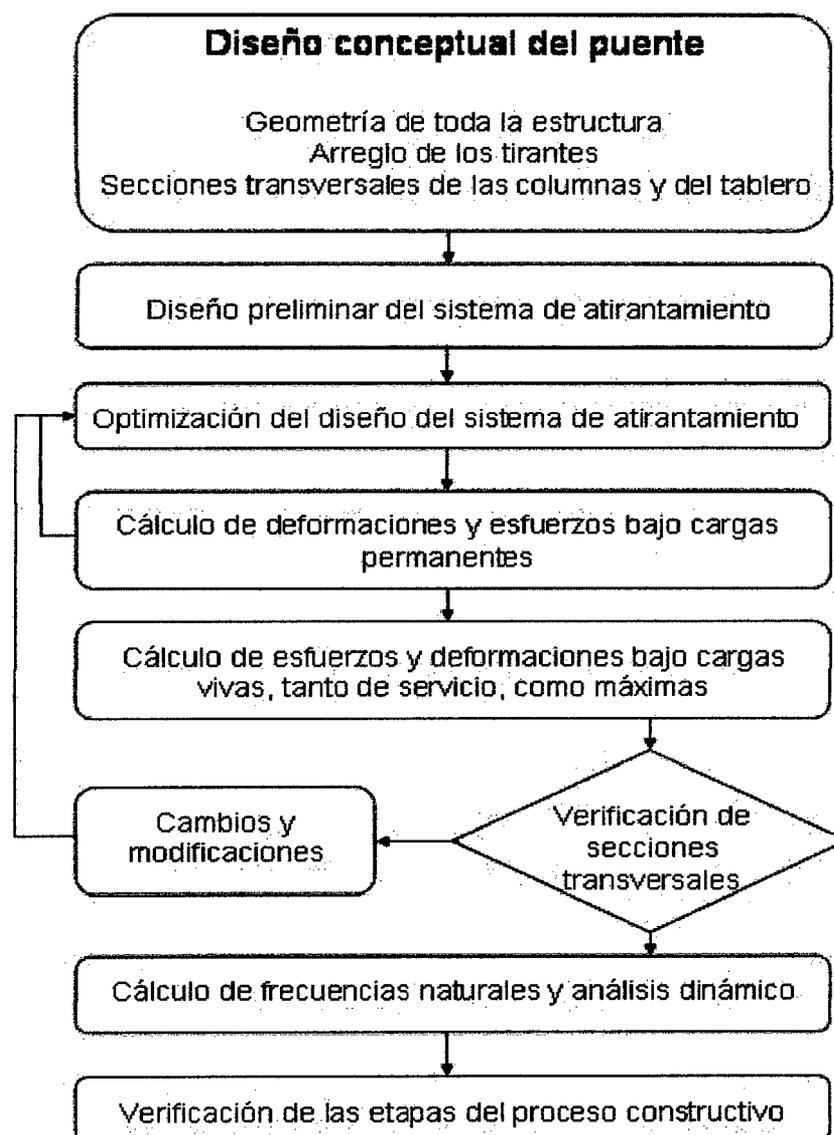


Figura 2.18 Diagrama de flujo del proceso de diseño típico para un puente atirantado

De forma específica, en el estudio estático se consideran los efectos de las cargas muertas y las cargas vivas para establecer los momentos, esfuerzos cortantes y las deformaciones máximas basados en la teoría de diseño de estados límites, considerando los factores de resistencia y carga de la estructura. Para las cargas vivas se toma en cuenta el peso del tráfico vehicular, el viento, los sismos, las cargas de presfuerzo y los asentamientos diferenciales, según el tipo y tamaño de puente, o el lugar en donde se vaya a construir. Para analizar el efecto del peso de los vehículos se utilizan dos sistemas de carga; las cargas concentradas y las cargas distribuidas. Los sistemas de cargas concentradas buscan simular el efecto de vehículos pesados con baja probabilidad de ocurrencia; mientras que las cargas distribuidas simulan el paso de un convoy de unidades representativo para el tráfico considerado para esa carretera.

Los límites de resistencia, las cargas y sus distribuciones se establecen de acuerdo con un código de diseño; existen varios entre los que destacan el AASHTO94; el reglamento canadiense OHBDC; el Eurocódigo; y la Norma SCT de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros. Es indudable que cada código se establece en términos de las características del tráfico de cada país.

Sobre la estimación del efecto dinámico y de la fatiga estructural, los códigos de diseño tradicionales recomiendan el uso de factores de corrección que únicamente incrementan la capacidad de carga estructural o reducen el nivel de esfuerzos, a fin de considerar dichos efectos en forma global. Sin embargo, para asegurar la integridad futura del puente, actualmente se está proponiendo el análisis dinámico del deterioro por fatiga estructural basado en los criterios típicos del diseño con las curvas de esfuerzo-fatiga, o los modelos respaldados en la mecánica de la fractura, mediante principios del análisis estadístico y probabilístico.

Como parte del análisis dinámico, se evalúa el comportamiento vibratorio del puente mediante análisis modal; se determinan las frecuencias naturales y los modos de vibrar, y se evalúan las respuestas del puente ante el efecto del viento y/o de sismos. Por la longitud de este tipo de construcciones el estudio aerodinámico es fundamental, ya que las cargas del viento son proporcionales al cuadrado de su velocidad y se presentan en la dirección lateral del puente; por lo que en condiciones extremas pueden someter al puente a condiciones críticas con vibraciones o desplazamientos combinados en direcciones torsional, transversal y horizontal.

Para el análisis estructural, por lo general se emplean varios modelos de elementos finitos, tanto bidimensionales como tridimensionales, dependiendo del alcance que se quiera y de la etapa de diseño que se trate. Generalmente, para los puentes atirantados, al final se requiere un modelo detallado para estudiar en forma completa su comportamiento estructural, o revisar el proceso constructivo y de tensado de los tirantes; así como cualquier actividad de mantenimiento o de re- tensado de cables.

## **2.2.2. PUENTES DE DOVELAS CON PRETENSADO EXTERIOR**

El pretensado exterior en puentes se aplicó por primera vez en 1936, cuando el ingeniero alemán Franz Dischinger lo aplicó en el puente Adolf Hitler, en Aue (Alemania) [SCHÖNBERG, 1939]. Tras éste, se construyeron muchos puentes más todavía en servicio, entre los que hay que destacar el puente sobre el río Duero en Almarail, proyecto de Eduardo Torroja y Alfredo Páez [ATEP, 1970]; pero los problemas de corrosión de los tendones frenaron la aplicación de esta técnica durante los años sesenta y setenta. Sin embargo, el pretensado exterior se ve de nuevo potenciado por su aplicación para refuerzo de puentes y para la construcción de edificios de contención de centrales nucleares. En efecto, esta técnica se empieza a aplicar nuevamente para reforzar diversos puentes construidos por la técnica de los voladizos sucesivos, donde la infravaloración de la fluencia había causado

fisuración y deformaciones excesivas [VIRLOGEUX, 1993<sup>a</sup>] o en puentes con problemas de corrosión de tendones [BRUGGELING, 1990]. Además, en Estados Unidos se utiliza el pretensado exterior como una técnica interesante para la construcción de edificios de contención de centrales nucleares, por las ventajas que presenta la no adherencia entre acero y hormigón a la hora de realizar una inspección y un posible retesado [APARICIO, 1995].

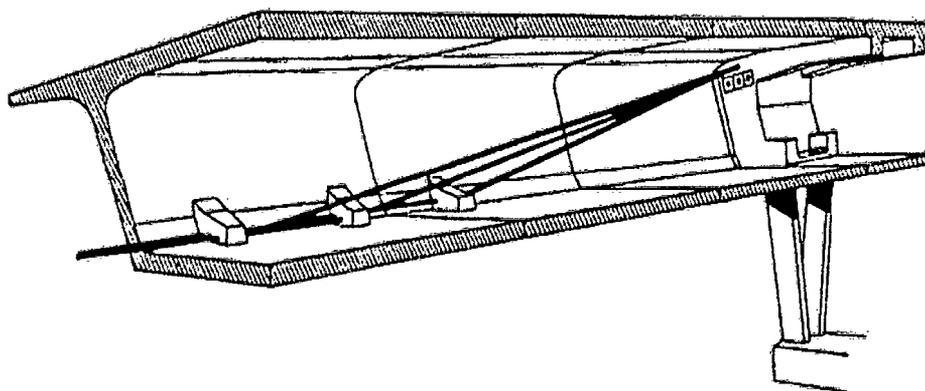


Figura 2.19. Long Key Bridge. Disposición del pretensado exterior

### 2.2.2.1. El Pretensado Exterior

El pretensado exterior no adherente es una técnica de presolicitación donde los cables quedan dispuestos fuera de la sección transversal de hormigón. El trazado de los cables no es parabólico, sino poligonal, cambiando de dirección en los desviadores, como se aprecia en la figura 2.2. Se diferencia por tanto del pretensado interior, en el cual los tendones discurren dentro de la sección y donde la inyección de mortero asegura la compatibilidad entre acero y hormigón; y del atirantamiento inferior y del pretensado extradosado donde los tirantes superan el canto de la pieza. Es por consiguiente, y según Aparicio (1995), un pretensado constituido por tendones de armadura pos tensada, anclados mediante anclajes similares a los utilizados en pretensado convencional en determinados puntos de la estructura, donde los tendones, normalmente de acero duro en cordón, discurren entre los anclajes contactando con el tablero del puente, además de en éstos, en

puntos discretos denominados desviadores, ejerciéndose las fuerzas compensatorias del pretensado sólo sobre estos puntos determinados.

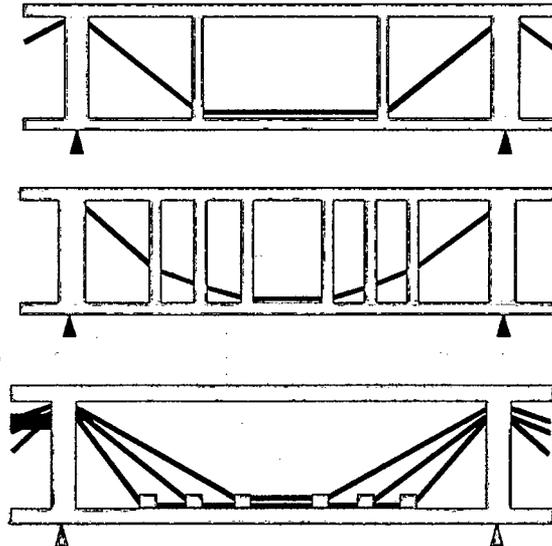


Figura 2.20. Distintos trazos con pretensado exterior [MIRLOGEUX, 1993<sup>91</sup>]

El número de estos desviadores resulta de un compromiso entre el peso que introducen en la estructura y la posibilidad de adoptar un trazado de los tendones homotético a la ley de momentos flectores.

La corrosión, que en su día fue la causa de que el pretensado exterior cayera en desuso, se evita introduciendo los tendones en vainas e inyectándolas posteriormente. Las vainas pueden ser principalmente de polietileno de alta densidad (PEHD) o metálicas. Entre los productos utilizados para las inyecciones destacan las ceras petrolíferas y el mortero de cemento. Otra posible protección contra la corrosión consiste en el empleo de monotorones autoprottegidos, con un atractivo añadido que consiste en que su tesado se puede realizar con un gato alevín fácilmente manejable [APARICIO, 1993].

### 2.2.2.2. Aplicación Del Pretensado Exterior A Puentes De Dovelas

En los puentes convencionales de dovelas con pretensado interior adherente, donde la única armadura que cruza la junta es el pretensado interior, la protección contra la corrosión se confía a la inyección de la vaina y a la resina epoxi, que se extiende a mano sobre la superficie de contacto de las dovelas. La colocación de esta resina, que requiere unas condiciones ambientales específicas para su polimerización, se realiza de forma manual y previamente a la colocación de la dovela contigua. Para asegurar un adecuado contacto entre las dos dovelas y para expulsar el excedente de resina en la junta se aplica a las dovelas contiguas un pequeño pretensado parcial con barras [ROBERTS, 1993].

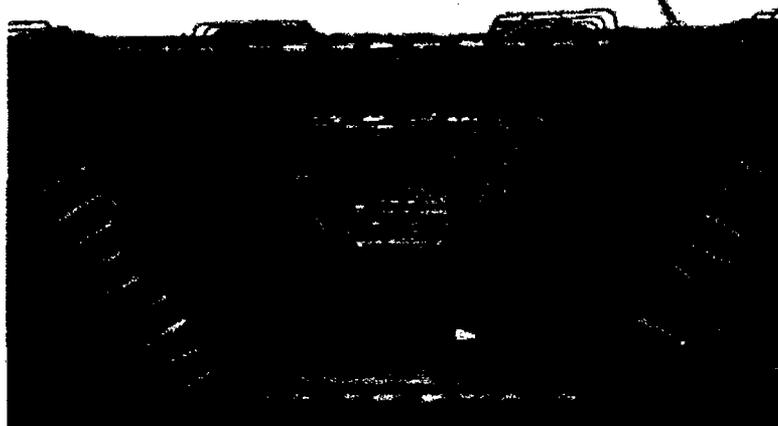


Figura 2.21. Dovelas con llave de cortante [MULLER, 1993]

Todo esto implica que la colocación de la resina es una tarea engorrosa que requiere bastante tiempo, impide construir en tiempo frío y entraña riesgos de que la resina no cumpla con su cometido, bien por una colocación ineficiente de la resina, bien por una mezcla inadecuada de sus componentes [NEWS-RECORD, 1979].

El hecho de que la vaina de pretensado no atraviese las almas de la sección, facilita la labor de hormigonado [BRUGGELING, 1990], permitiendo la vibración por aguja de manera más cómoda y evitando la aparición de

coqueras por acumulación de aire bajo las vainas [APARICIO, 1995]. El volumen y el peso de las dovelas prefabricadas impiden la posibilidad de una vibración eficiente del molde, imponiéndose la vibración por aguja.

Las pérdidas por rozamiento son menores que las del pretensado interior [VIRLOGEUX, 1990]. En el pretensado convencional influyen dos variables, el ángulo girado por su trazado, voluntariamente diseñado, así como los ángulos no deseados que toma la vaina entre puntos de amarre que dan lugar a desviaciones parásitas. En el pretensado exterior, al presentar un trazado recto entre anclajes y desviadores, no existen desviaciones parásitas [APARICIO, 1995]. Además los tendones están mejor protegidos de la corrosión, porque ya no hay que confiar en la resina epoxi, debido a que la vaina es continua.

Además, el estado de un puente con pretensado exterior se puede evaluar mediante sencillas técnicas de auscultación, que van desde la inspección visual hasta medir la tensión del cable con el método de la cuerda vibrante [APARICIO, 1995].

### **2.2.2.3 Puentes De Dovelas Con Pretensado Exterior Y Junta Seca.**

La consideración de todas estas ventajas citadas anteriormente dan como fruto una nueva tipología estructural de puente: el puente de dovelas prefabricadas de hormigón con pretensado exterior y junta conjugada, cuya principal aportación es la rapidez de su proceso constructivo, y cuyo primer ejemplo construido fue el Long Key Bridge, en Florida, con una longitud total de 3,7 kilómetros y 103 vanos de unos 36 metros [MULLER, 1980].

### **2.2.2.4 Construcción**

Los puentes de dovelas sin pretensado interno, sin armadura pasante, sólo con pretensado exterior, que no necesitan resina epoxi ya que la protección contra la corrosión se la confieren las vainas y la inyección, permiten la puesta en práctica de un "nuevo" sistema constructivo. En éste, las

dovelas prefabricadas son colocadas a tope unas con otras y ensambladas por el pretensado, pasándose tras esta etapa la cimbra o la celosía metálica al vano siguiente (figura 2.4). Las luces de construcción son unas luces medias de unos 40 metros, siendo la limitación el peso y el precio de la cimbra. Para aprovechar las economías de este tipo de construcción, se requiere que los puentes sean largos [VIRLOGEUX, 1990]. La longitud de las dovelas varía entre 3 y 6 metros, siendo su longitud determinada por el proceso de transporte desde el parque de prefabricación hasta la obra (por carretera en un caso, por barcazas en otro). La principal ventaja de este tipo de puentes es la rapidez del proceso constructivo, ya que, al no tener que extender la resina a mano, todas las dovelas que componen un vano se ponen una a continuación de la otra y se pretensan, siendo el ritmo medio de dos vanos por semana [CARTER, 1987]. En Estados Unidos, donde no existe capa de rodadura, la resina tiene otra función, y es la de evitar que el agua entre en las juntas y se congele, por lo que estos puentes sólo pueden usarse en climas cálidos. En España, la existencia de una capa de rodadura e impermeabilización evita la entrada de agua en las juntas.



Figura 2.22. Construcción de un puente de dovelas con junta seca [CORVEN, 1993]

Otra limitación del proceso constructivo es la curvatura del vano, que forzosamente está limitada por la cimbra o viga auxiliar en la que se apoya, que es recta.

El proceso de fabricación de las dovelas requiere el uso de costosos medios auxiliares. Por un lado, la dovela ya hormigonada sirve como encofrado de la nueva dovela a hormigonar, y que será la que se encuentre a su lado en el puente construido. De esta manera, la geometría de las dos caras en contacto se adaptará perfectamente. Por otro lado, la geometría del puente se consigue en el parque del prefabricado, por lo que un complicado sistema de gatos orienta la dovela ya hormigonada que servirá de encofrado, para que una vez que sea hormigonada la nueva dovela, el vano refleje el trazado de proyecto [THOMPSON, 1998].

#### 2.2.2.5 Comportamiento estructural

Sin necesidad de explicar el procedimiento de cálculo exhaustivamente en este apartado, se ha de comprender que cualquier deformación en el acero se reparte a lo largo de la longitud del cable (o al menos entre dos extremos que puedan considerarse fijos), ya que no hay adherencia con el hormigón. Esto implica que la tensión en el acero se incrementa, pero no tanto como en las estructuras con pretensado interior.

Otra diferencia con el pretensado interior es que el pretensado exterior no participa en el control de la fisuración local [FALKNER, 1993]. A su vez no se ve afectada por la fisuración.

Ante cargas de servicio, estos puentes se dimensionan para que cumplan el estado límite de descompresión, y las secciones mantengan una compresión mínima de 0.5 MPa y las juntas permanezcan cerradas. Así también se cumple el criterio de deformabilidad, los incrementos de tensión en el cable son despreciables, no hay problemas de fatiga ni en cables ni en anclajes y no se produce deslizamiento entre vainas y desviadores, ya que existe un cierto rozamiento entre ellos que los pequeños incrementos de tensión no logra vencer [RAMOS, 1994].

Cuando la sobrecarga aumenta hasta alcanzar los niveles de Estado Límite Último las juntas se abren ostensiblemente (figura 2.5), la estructura pierde rigidez rápidamente y alcanza una flecha considerable [RAMÍREZ, 1989]. Estas deformaciones no se transmiten a los tendones cuya tensión apenas se ve incrementada.



Figura 2.23. Junta de dovelas antes de rotura (LTE-UPC)

Al existir rozamiento entre tendones y desviadores cada tramo de cable que compone la poligonal va aumentando su tensión de manera independiente hasta que llegado un momento las diferencias de tensión entre dos tramos contiguos de cable superan el rozamiento y se produce el deslizamiento [RAMOS, 1994]. Las recomendaciones para tener en cuenta estos incrementos de tensión para su aplicación en proyecto según Aparicio (1993), son de 110MPa en caso de puentes isostáticos, y de 40MPa en caso de puentes continuos, incrementos claramente inferiores a los de los tendones internos adherentes. Algunos códigos llegan a despreciar totalmente estos incrementos de tensión [BPEL-91, 1992].

Además no hay armadura pasiva que cruce la junta. De ahí que los momentos flectores tengan que ser resistidos bien por más armadura activa bien

por mayores tensiones iniciales en el acero, siendo no el ELS de descompresión, sino el ELU de solicitaciones normales el que guía el diseño.

La transferencia de cortante a través de juntas abiertas es un tema más complejo. La teoría universalmente aceptada propone que el cortante es transmitido por las juntas mediante dos mecanismos independientes denominados rozamiento y cohesión [FOURE, 1993].

El primero representa la fuerza de rozamiento que surge cuando dos superficies comprimidas intentan deslizar la una con respecto a la otra. El segundo recoge el efecto del apoyo de las llaves de cortante. En efecto, las dovelas están provistas de unas pequeñas indentaciones (de entre 4 y 6 centímetros de altura) [AASHTO, 1989] cuyo pequeño tamaño impide que estén adecuadamente armadas. Estas llaves permiten la transferencia de cortante cuando están en contacto una con otra. Con momento flector creciente, las juntas se abren y las llaves van perdiendo contacto poco a poco, reflejándose en el término de la cohesión sólo aquellas que se encuentran en contacto. El cortante último de respuesta está íntimamente relacionado con las solicitaciones normales y con el momento flector actuante. Para la misma carga actuante, (igual cortante e igual momento flector en la junta) cuanto mayor sea la tensión en el acero, mayor será la compresión en el hormigón y más baja será la fibra neutra (con momentos positivos), incrementando la resistencia a cortante. La presencia de muchas de estas pequeñas llaves es mucho más eficaz que la existencia de pocas llaves pero más grandes [KOSEKI, 1983].

La ecuación que rige la resistencia última a cortante es:

$$V_u = \mu N_c + C$$

**Dónde:**

$V_u$  = Resistencia última a cortante

$\mu$  = Coeficiente de rozamiento hormigón- hormigón

$N_c$  = Compresión en el hormigón

$C$  = Resistencia de las llaves de cortante en contacto

Aunque el mecanismo de transmisión de cortante es cualitativamente conocido y no se discute, cuantitativamente no está determinado con precisión.

Así, algunos autores difieren en la valoración de:

a. El coeficiente de rozamiento hormigón-hormigón. Mientras algunos autores le dan un valor constante [AASHTO, 1977; ACI 318-77, 1977; PCI, 1978] otros lo hacen depender de la resistencia del hormigón [BREEN, 1993].

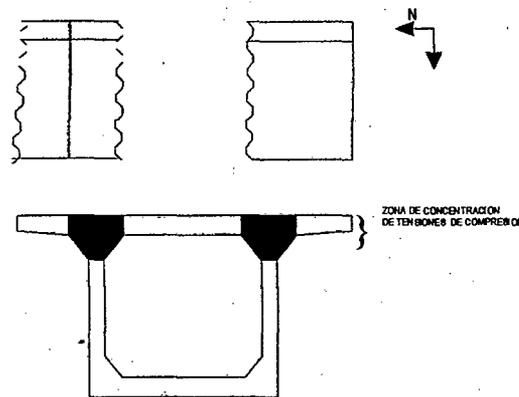


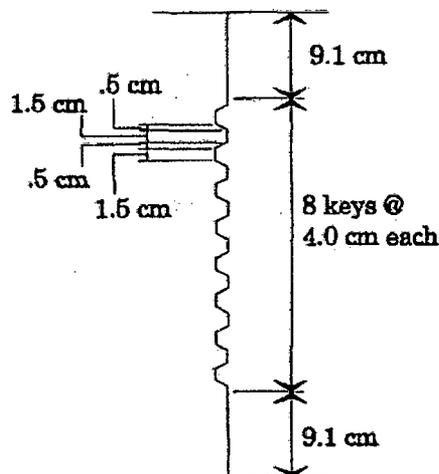
Figura 2.24. Zona comprimida de una sección (gris claro); zona capaz de transmitir cortante (gris oscuro) [VIRLOGEUX, 1993<sup>c</sup>]

b. Área comprimida  $A_c$  capaz de transmitir cortante por rozamiento ( $N_c = \sigma_c \cdot A_c$ ). No toda el área que se encuentra comprimida es capaz de transmitir cortante. El cortante se transmite sólo por las almas a través de su parte comprimida para algunos autores [BREEN, 1993] y también a través de la parte del forjado próximo a las almas para otros [ATEP, 1996] (figura 2.6).

c. La contribución de las llaves a la resistencia de cortante.

La formulación actual predice valores de la resistencia a cortante que varían en proporción aproximada de 1.5 a 1 [BREEN, 1993, APARICIO, 1998], como queda reflejado en la figura 2.7, extraída de BREEN 1993.

### Formulas for Joint Direct Shear Capacity



Multiple Key Joint  
from Koseki and Breen  
(web width 7.6 cm)

$$f'_c = 49.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_n = 2.85 \text{ MPa}$$

Ultimate Shear	213 kN
Fouré Prediction	170 kN
Bakhoun et al. Prediction	225 kN
Roberts and Breen Prediction	212 kN

#### Fouré

Neglect smooth section above and below key

For key area

$$\tau = 0.65 f_t + 1.4 \sigma_n$$

#### Bakhoun, Buyukozturk & Beattie

For smooth section above and below key:

$$\tau = \mu \sigma_n \quad (\mu = 0.6)$$

For key area:

$$\tau = 7.8 \sqrt{f'_c} + 1.36 \sigma_n$$

#### Roberts and Breen

For smooth section in failure plane:

$$\tau = \mu \sigma_n \quad (\mu = 0.6)$$

For keys in failure plane:

$$\tau = (12 + 0.017 \sigma_n) \sqrt{f'_c}$$

$f'_c$  = cylinder strength

$f_t = 7.5 \sqrt{f'_c}$

$\sigma_n$  = average normal stress

Figura 2.25. Valores del cortante último según varios autores

Es práctica común controlar la proporción de la zona comprimida en las secciones con juntas abiertas, de manera que permanezca comprimido al menos dos tercios del canto en secciones con momentos negativos [HUANG, 1993]. En alguna norma, esta limitación se impone a toda la estructura [EUROCÓDIGO 2, 1996].

#### 2.2.2.6 Cálculo y dimensionamiento.

El comportamiento en prerrotura de las estructuras con pretensado exterior es claramente no lineal, siendo en general un modelo de análisis lineal insuficiente para estudiar y dimensionarlas. Además, la deformabilidad de este tipo de dovelas y pretensado exterior no pueden ser

evaluados con métodos convencionales de análisis no lineal [VIRLOGEUX, 1993<sup>b)</sup>].

En ATEP 1996 se proponen tres métodos para calcular estas estructuras, que se exponen a continuación en orden de complejidad creciente:

- Cálculo lineal y elástico de esfuerzos, extrayendo los incrementos de tensión del acero en rotura de APARICIO 1993, siendo éstos función de la esbeltez y de las condiciones de apoyo.
- Cálculo plástico, deduciendo los incrementos de tensión de la armadura a partir de la flecha plástica de la estructura.
- Análisis no lineal de la estructura con programas de cálculo adecuados. Entre éstos cabe destacar aquel cuya formulación queda recogida en Ramos (1994), por el grado de precisión que logra en el análisis.

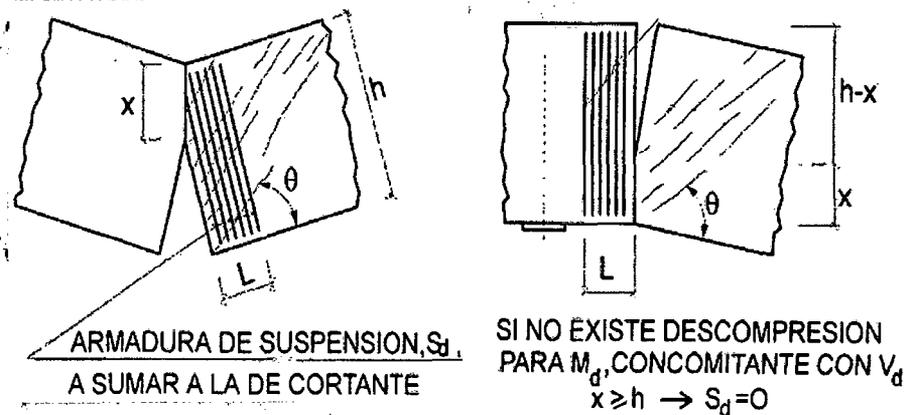


Figura 2.26. Bielas de cortante con flexión positiva (izquierda). Bielas de cortante con flexión negativa (derecha). [VIRLOGEUX, 1993<sup>a)</sup>]

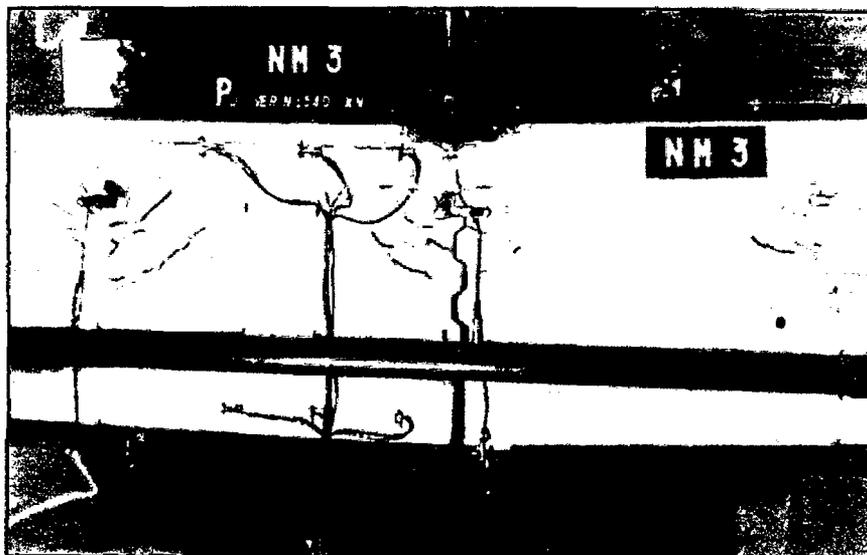


Figura 2.27. Fisuras de cortante previas a la rotura [FOURE, 1993]

En el dimensionamiento de juntas no encoladas se minorará la resistencia a compresión del hormigón en un 15%, para reflejar el posible contacto irregular de las caras entre dos dovelas unidas a hueso [ATEP, 1996].

De la resistencia a cortante de la junta ya se ha tratado con profusión en el apartado anterior, si bien es necesario hacer dos puntualizaciones. En primer lugar, el hecho de que las vainas se encuentren dispuestas fuera del alma permite el dimensionamiento de éstas estrictamente por cortante. En puentes con pretensado interno, el ancho de las almas queda definido por condicionamientos geométricos de recubrimiento de las vainas y no por resistencia. En segundo lugar, y en cuanto al armado transversal de la propia dovela entre juntas abiertas se refiere, se recomienda colocar una armadura de suspensión que ayude a colgar las bielas de cortante [VIRLOGEUX, 1993<sup>o</sup>; ATEP, 1996]. Gráficamente esta armadura de suspensión se ve justificada en la figura 2.8. Sin embargo, ningún estudio teórico ni experimental avala la necesidad de esta armadura. Es más, tanto los ensayos efectuados en la UPC [GÓMEZ, 1995; ANLLO, 1996], como los realizados en Saint-Rémy-lès-Chevreuse [FOURE, 1993], parecen reflejar un mapa de fisuras de cortante (figura 2.9) distintas a las dibujadas en la figura 2.8.

### 2.2.2.7. Refuerzo De Estructuras De Concreto

Dentro del campo de la ingeniería civil, una construcción debe ofrecer una buena funcionalidad a sus usuarios durante la vida útil del proyecto. Debido a que la vida útil de las construcciones de hormigón es generalmente larga, los requerimientos sobre la estructura pueden verse afectados por diversos factores reduciendo o acabando con la vida útil debido a las condiciones de utilización y seguridad [JUVANDES, 1999].

Dentro de una obra civil pueden surgir situaciones en donde es necesario aumentar la capacidad portante de una estructura de hormigón armado en determinado momento de su existencia, debido a diversos factores como puede ser: un cambio de uso; modificación en las normativas de construcción; deficiencias durante la fase del proyecto de construcción; aumento en la magnitud de las acciones a las que está sometida la estructura; la modificación o eliminación de elementos estructurales; entre otras. Existen además otro tipo de condicionantes en las que la necesidad de realizar una reparación y rehabilitación estructural se hace necesaria debido a la degradación de los materiales de construcción, ya sea debido al tiempo, a la aparición de ciertas patologías o por acciones accidentales. Todos estos factores conducirán a llevar a cabo una evaluación sobre la forma de actuar más adecuada, presentándose como alternativa el refuerzo de la estructura por adhesión de estructuras externas, ya sean metálicas o constituidas por materiales compuestos.

Dentro de las soluciones para el refuerzo de estructuras de hormigón por medio de elementos metálicos externos se encuentran las siguientes:

- a. **Recrecidos de hormigón:** Se refiere a cuando una nueva capa de hormigón armado se coloca sobre una armadura existente con el objeto de rigidizar o reparar la estructura. Esta capa se coloca como un hormigonado normal o se proyecta. Su misión es aumentar en elementos flexionados la capacidad a compresión o tracción en función de cual sea su localización [HILTI, 2002].

- b. **Refuerzo pasivo:** Se refiere a cuando se utilizan perfiles metálicos, chapas metálicas o elementos prefabricados adheridos o anclados a la superficie del hormigón [MONTEIRO et al., 1996].
- c. **Refuerzo activo:** Se refiere a la utilización de armaduras postesas utilizando la técnica del pretensado exterior descrita anteriormente [APARICIO et al., 1993].

Debido a que estos tipos de soluciones estructurales presentan en algunas situaciones dificultades técnicas, como la fijación al hormigón y la necesidad de sistemas adicionales para evitar la corrosión, a partir de la última década ha surgido un interés especial en la búsqueda de materiales con características apropiadas para los proyectos de ingeniería actuales, en donde es necesaria la aplicación de materiales muy resistentes, que sean durables y resistentes a la corrosión, poco deformables y capaces de absorber y disipar *energía evitando la rotura frágil* [BRITO, 1986]. Los *materiales compuestos* representan un gran avance dentro de este contexto, debido al esfuerzo permanente de lograr la optimización de los materiales estructurales [TALY, 1998].

Desde 1940, los materiales compuestos se han utilizado para desempeñar funciones estructurales importantes en el campo de la ingeniería militar, aeroespacial, náutica, ferroviaria y automovilística, y debido al desempeño que han tenido, se han tratado de implementar en otros campos, como es el caso de la construcción civil, en donde se han aplicado eficientemente como medios de reparación y refuerzo de estructuras a nivel mundial, principalmente utilizando "Fiber Reinforced Plastics" (FRP). Muchos investigadores y organizaciones se han dedicado a trabajar en la integración de las aplicaciones de estos nuevos materiales en el campo de la ingeniería civil, destacando entre estos tres frentes de investigación: Japón enfocado a la prefabricación, al pretensado y al refuerzo contra sismo; en América del Norte en donde se trabaja respecto a la durabilidad de las construcciones y por último en Europa, en donde se ha encaminado el trabajo a temas relacionados con la rehabilitación de la infraestructura y del patrimonio histórico.

En la actualidad la utilización de materiales compuestos en el campo de la ingeniería civil es reducida si tomamos en cuenta el uso de este tipo de materiales dentro de la industria aeroespacial, automovilística, ferroviaria y naval. En un principio, estas industrias limitaban la aplicación de estos productos a elementos estructurales secundarios en combinación de otros materiales como el acero, el aluminio o la madera. Actualmente, la confianza para utilizarlos se ha incrementado debido a su comportamiento y a sus propiedades ventajosas sobre otros materiales, originando que sus aplicaciones se extiendan a elementos estructurales principales para la construcción de aviones, barcos, naves espaciales, entre otros.

En el terreno de la construcción, el uso de "Fiber Reinforced Plastics" (FRP) ha tenido desde su aparición, una atención especial debido a su eficiente comportamiento bajo esfuerzos de tracción, su bajo peso específico, su gran resistencia frente a agentes externos y a la sencillez de su puesta en obra entre otras características ventajosas. Estas características han conducido a que estos materiales se hayan intentado implementar como medios de reparación y refuerzo de estructuras de hormigón como armaduras no metálicas.

Los productos de FRP son anisótropos y prácticamente su composición determina la capacidad resistente del sistema. No presentan rama plástica en el diagrama esfuerzo- deformación, por lo que se consideran materiales perfectamente elásticos hasta la rotura [IYER ET AL., 1991; NANNI, 1993; ACI 440R-96, 1996; EUROCOMP, 1996].

La necesidad de la rehabilitación de la infraestructura de la mayoría de los países es uno de los factores imperativos que ha llevado a que esta línea de investigación se haya desarrollado en la última década, así por ejemplo, en EUA será necesario sustituir un número importante de tableros de puentes deteriorados (250,000 a 578,000 existentes), por otro lado en el Reino Unido, los costos de reparación de unos 165,000 puentes entre 1988 y 1999 se estimaron en unos 1,250 millones de libras [WEAVER, 1995]. Por esto, es

posible encontrar una variedad de productos comerciales basados en materiales compuestos FRP en la industria de la construcción, siendo los más relevantes en Europa, los tendones de ARAPREE (Alemania), los laminados unidireccionales de fibra de carbono tipo CARBODUR y CFK (Suiza), los tendones tipo PARAFIL (Reino Unido), las varillas tipo POLYSTAL (Alemania), las varillas tipo SPIFLEX, los tendones JONC J. T. y el tejido TFC (Francia). Otros países como EUA, Canadá o Japón son también potenciales fuentes de investigación al tener experiencia en el dominio de los materiales compuestos [JUVANDES, 1999].

A partir de la década de los 90, la investigación experimental en relación al comportamiento estructural de los "Fiber Reinforced Plastics" (FRP) como refuerzo en estructuras de hormigón, ha tenido un avance significativo debido a los resultados obtenidos tanto en estado límite de servicio ELS, como en el estado límite último ELU de las estructuras de hormigón armado, aunque han aparecido algunos modos de falla frágiles en vigas reforzadas a flexión, debido al despegue de las láminas de FRP [entre otros OEHLERS & MORAN, 1990; SAADATMANESH & EHSANI, 1991; ARDUINI et al., 1997; ZARNIC et al., 1999].

En el laboratorio de Tecnología de Estructuras de la UPC se han realizado pruebas de caracterización y comportamiento sobre fibras de aramida y fibras de carbono [LANDA, 2002], proporcionadas por las empresas CTT-Stronghold y Freyssinet respectivamente. Estos ensayos comprenden pruebas con modelos reducidos y a nivel estructural.

En los ensayos realizados se ha observado el comportamiento de los materiales anteriormente mencionados, y se han comparado los resultados obtenidos en el laboratorio con los datos proporcionados por los fabricantes. También se han realizado comparaciones entre la capacidad portante a flexión de las estructuras en estado original y tras la correspondiente reparación en estructuras monolíticas (SALAVERRÍA et al., 1997; SALAVERRÍA et al., 1997<sup>a</sup>; SALAVERRÍA et al. 1998; SALAVERRÍA et al., 1999; SALAVERRÍA et al., 2002; LANDA 2002).

Tanto los criterios de diseño como los procedimientos de construcción de refuerzos basados en FRP son en la actualidad imprecisos y dispersos, debido a factores como la novedad del sistema y la diversidad de productos en el mercado, la multiplicidad en los campos de aplicación y la divergencia de opiniones en cuanto a sus objetivos. No obstante, algunos países han publicado recomendaciones basadas en trabajos de investigación exhaustivos para buscar la uniformidad de criterios de aplicación, tanto en proyecto como en construcción, de los sistemas FRP comerciales utilizados como refuerzo en ese país.

En los EUA el comité de trabajo del "American Concrete Institute" (ACI) designado como "ACI Committee 440" es el encargado de la dinamización y de las actividades relacionadas con los sistemas materiales compuestos de FRP aplicados a la construcción con hormigón. De la experiencia resumida en una publicación del subgrupo denominado "Subcommittee 440C" [ACI 440R-96, 1996], pueden definirse dos grupos principales en relación al refuerzo por adherencia de FRP: en vigas de hormigón y en confinamientos. A finales de 1999 el "Subcomité 440F" [ACI 440F, 1999] generaliza la clasificación anterior y adopta tres campos principales de aplicación, atribuyendo un término específico a cada uno que se describen a continuación.

- a. **Rehabilitación:** Relacionado a aquellas situaciones de recuperación de la resistencia de la estructura en aquellos sitios en donde se encuentra comprometida su seguridad, debido a la degradación continua de sus elementos.
- b. **Refuerzo:** Atribuida al refuerzo estructural de elementos para la corrección de anomalías originadas por deficiencias de proyecto y de la capacidad portante por un aumento en las acciones de diseño o por un cambio de uso.
- c. **Sísmico:** Representa aquellas situaciones de aumento a la resistencia a acciones sísmicas, por medio de la ductilidad y de la resistencia a corte de los elementos estructurales, permitiendo de este modo la disipación de la

energía y un aumento en la capacidad de deformación para las acciones establecidas en el reglamento.

#### **2.2.2.7. Refuerzo A Flexión De Estructuras De Concreto Con Materiales Compuestos Frp (Fiber Reinforced Plastics).**

Un material compuesto se define como la unión de dos o más materiales físicamente distintos y separables mecánicamente, en donde la mezcla se hace de tal forma, que la dispersión de un material en el otro pueda hacerse de manera controlada para alcanzar unas propiedades óptimas, obteniendo como resultado un nuevo material con propiedades superiores, y posiblemente únicas en algún aspecto específico, en comparación con los componentes originales por separado.

#### **2.2.2.8 Propiedades de los materiales compuestos**

Las propiedades de los materiales compuestos dependen del tipo de materiales de los cuales están fabricados. A continuación se hará referencia a las características de las fibras y las resinas utilizadas y, posteriormente, a los FRP. Todo lo que se describe a continuación se enfocará a tres tipos de fibras usadas habitualmente en la ingeniería civil; fibra de carbono, fibra de vidrio y fibra aramida.

##### **2.2.2.8.1 Propiedades de las fibras.**

Existen varios grados de fibras de carbono (o fibras de vidrio o fibras de aramida), la tabla 2.3 muestra varios tipos de fibras con sus propiedades típicas.

Hay varias observaciones que deben realizarse en la tabla 2.3. Las fibras de carbono tienen el módulo de elasticidad más elevado, pero tanto las fibras de vidrio como las fibras de aramida tienen una resistencia a tracción mayor. La resistencia a tracción mayor de las fibras de vidrio y fibras de aramida (comparadas con las de carbono), no se traduce en una resistencia mayor del material compuesto, ya que las fibras de vidrio son muy sensibles a pequeños defectos, los cuales pueden reducir importantemente su resistencia. Las fibras de carbono tienen una deformación a rotura muy

baja; por esto no deben usarse en aplicaciones en las que se requiere una ductilidad importante (ej. refuerzo sísmico). Tanto la rigidez como la resistencia a compresión son muy difíciles de estimar en las fibras, ya que son muy difíciles de ensayar experimentalmente.

Es imposible obtener una conclusión a partir de la tabla 2.3 de cuál de los tres tipos de fibras es estructuralmente más eficiente, debido a que esto dependerá de las condiciones de entorno, además el peso del material compuesto dependerá de la concentración de fibras en la matriz.

Tabla 2.3. Valores típicos de las propiedades de las fibras [ENGINEERED MATERIALS HANDBOOK, 1987; ENGINEERS GUIDE TO COMPOSITE MATERIALS, 1987]

Tipo de fibra	Módulo de elasticidad a tracción, GPa	Resistencia a tracción, MPa	Deformación axial máxima en rotura, %	Densidad, g/cm <sup>3</sup>
Carbono (módulo bajo)	170	1380	0.90	1.90
Carbono (módulo alto)	380	1720	0.40	2.00
Carbono (módulo muy alto)	760	2210	0.30	2.15
Vidrio (E-glass)	81	3450	4.88	2.60
Vidrio (S-glass)	89	4590	5.70	2.48
Aramida (alta tenacidad)	83	3620	4.00	1.44
Aramida (módulo alto)	131	3620-4140	2.80	1.44
Aramida (módulo muy alto)	186	3450	2.00	1.47

### 2.2.2.8.2 Propiedades de la Resina.

Las propiedades de las resinas dependen de su estructura interna, a continuación se muestra en la tabla 2.4 las propiedades de algunas resinas típicas.

Como se puede observar comparando las tablas 2.3 y 2.4, la mayoría de las resinas contribuyen muy poco a la capacidad de carga de los materiales compuestos, De cualquier forma, las resinas pueden tener gran importancia en la tenacidad de los materiales compuestos, mientras más dúctil sea la resina la tenacidad del laminado aumentará. La función de la resina es transferir la carga de una fibra a otra adyacente, por lo que cuando una fibra rompe, una resina dúctil distribuye mejor la fuerza a varias fibras y no sólo a la fibra adyacente. Esto quiere decir que el laminado resistirá más fibras rotas, aumentando la tenacidad del material compuesto.

Tabla 2.4. Propiedades típicas de las resinas [ENGINEERED MATERIALS HANDBOOK, 1987; ENGINEERS GUIDE TO COMPOSITE MATERIALS, 1987].

Tipo de resina	Resistencia a tracción, MPa	Módulo de elasticidad a tracción, GPa	Deformación, %
Epóxicas	103-172	4.83-6.21	< 2.0
Polyimide	48-83	2.76-5.52	1.73-3.2
Poliéster	21-83	2.76-4.14	1.4-4.0
Termoplásticos	76-103	2.21-4.83	5-10

### 2.2.2.9 Aplicación De Los Frp Como Refuerzo Externo En Estructuras De Concreto.

Los materiales de las estructuras tradicionales son pesados y requieren una cantidad considerable de trabajo para su mantenimiento. Si una nueva rama de materiales estructurales fueran fuertes, ligeros y más resistentes a la corrosión, parásitos, impactos y ataque químicos, pasarían a ser buenos sustitutos del acero, hormigón y la madera.

El "Fiber Reinforced Polymer" (FRP) es un material que tiene el potencial de satisfacer estos requerimientos. Aunque el FRP como refuerzo es la rama más extendida dentro de las aplicaciones de los materiales compuestos en la construcción, existen otros sectores de investigación en la línea general de este tipo de materiales dentro de la ingeniería civil. Por esto, para distinguir la técnica de "hormigones de altas prestaciones con fibras cortas" (FRC), de los "Fiber Reinforced Polymer", la comunidad científica internacional pasó a designar a estos últimos con las siglas FRP, de acuerdo con la norma ISO 8930 [EUROCOMP, 1996]. Curiosamente, Japón siendo uno de los mayores productores de este tipo de materiales ha adoptado su propia literatura técnica para designarlo "Continuous Fiber Reinforcing Materials" con las siglas CFRM [JSCE,1997]. Algunas tecnologías que han sido desarrolladas usando FRP en los últimos años se mencionan a continuación:

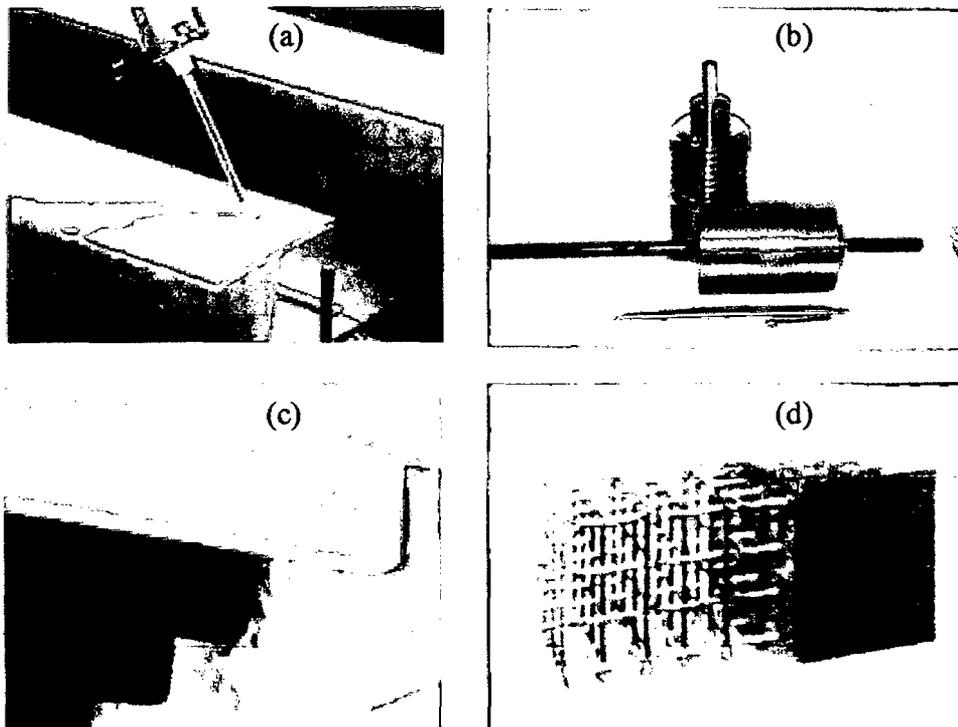


Figura 2.28. Ejemplos de aplicaciones de los FRP en la construcción. (a) Perfiles estructurales. (b) Refuerzo de vigas de hormigón. (c) Tendones de pretensado. (d) Sistema estructural.

- a. **Perfiles estructurales:** Utilizando el FRP se pueden fabricar perfiles estructurales de sección constante como perfiles W y secciones tubulares a través del proceso de pultrusión. Casi cualquier sección puede ser creada con este proceso, obteniendo buenas características en cuanto a resistencia, son muy ligeras y prácticamente no requieren mantenimiento, además de poder ser izados fácilmente. Figura 2.4 (a).
- b. **Tendones de pretensado:** Por lo general el presfuerzo del hormigón se aplica mediante cables de acero de alta resistencia para ayudar a resistir los esfuerzos de tracción en el hormigón, reduciendo fisuración y flechas. El FRP tiene muchas propiedades que lo hacen ser mejor candidato como tendón de pretensado en las estructuras de hormigón comparado con el acero, incluyendo su gran resistencia a la tracción, su flexibilidad, su ligereza y su resistencia a la corrosión. Especialmente, como el FRP no sufre los ataques de la intemperie es un candidato ideal para usarse como pretensado exterior. Además no precisa del uso de vainas, lo que reduce la mano de obra y el tiempo de colocación. Las únicas limitaciones que tiene para su utilización son que su comportamiento no está totalmente entendido, su bajo módulo de elasticidad, y la incertidumbre en cuanto a la resistencia, al rozamiento y a la fatiga, además de inconvenientes en los sistemas de anclaje debido a su anisotropía. Si el FRP quiere ser utilizado como tendón de pretensado se tendrán que resolver estos inconvenientes. Figura 2.4 (b).
- c. **Refuerzo para hormigón:** El FRP reúne todos los requerimientos para resistir los esfuerzos de tracción en el hormigón armado y elimina muchas de las características indeseables del acero. Puede ser utilizado en aplicaciones que requieren refuerzo en una, dos y tres dimensiones, aunque el proceso de pultrusión solamente sirve para producir refuerzo unidimensional. Los

otros dos tipos de configuración son desarrollados tejiendo fibras e impregnándolas de resina. Figura 2.18 (c).

## **2.3. HIPÓTESIS:**

### **2.3.1. Hipótesis General:**

La aplicación de las fibras de carbono como refuerzo estructural, contribuye al diseño de puentes atirantados expuestos a altos grados de corrosión.

### **2.3.2. Hipótesis Específicas:**

- a. La aplicación del refuerzo de fibras de carbono, favorecerá al diseño estructural de puentes atirantados de luz de 80ml expuestos a altos grados de corrosión.
- b. Con las propiedades físicas – químicas de las fibras de carbono y cable estructural, se conocerá sus cualidades de cada material.
- c. La evaluación de las ventajas del refuerzo de fibras de carbono con respecto a los refuerzos de cables estructurales, coadyuva a justificar la calidad del nuevo material de refuerzo.

## **2.4. VARIABLES DE ESTUDIO:**

### **2.5.1. Variable Independiente:**

Características físicas químicas de las fibras de carbono

### **2.5.2. Variable Dependiente:**

Puentes atirantados con refuerzo estructural de fibras de carbono.



**Capítulo  
III**

**Metodología de la  
Investigación**

## CAPÍTULO III

### METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

#### 3.1. ÁMBITO DE ESTUDIO:

La investigación se ha desarrollado básicamente para las regiones costa y selva, donde existe gran cantidad de humedad y presencia de salitre. La ubicación geográfica del área donde se aplicara la investigación se enmarca en el siguiente mapa geográfico así como se muestra a continuación:

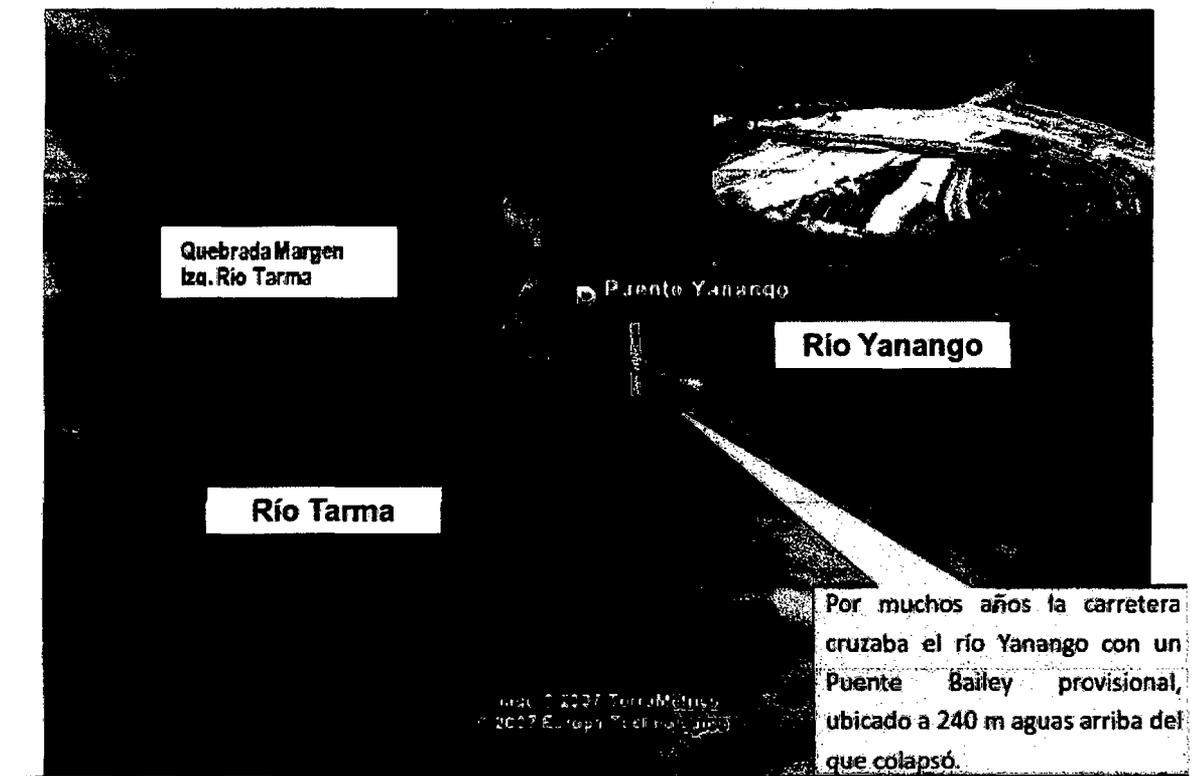


Figura 3.1 mapa Geográfico de la ubicación del Puente Yanango

El puente Yanango está ubicado en el camino de la red nacional Tarma – San Ramón a 41.00km de la ciudad de Tarma, sirve de acceso a la selva central del país el cual es una estructura de importancia para el comercio. Este puente fue construido en el año 1998 en el periodo de Alberto Fujimori Fujimori.

La estructura constituyó un puente atirantado de 160.00m de luz con superestructura de acero y tirantes con cables acero estructural.

Pero debido a las intensas lluvias torrenciales ocurridas en el año 2005 en la selva central del país, esta colapso por las grandes avenidas de los caudales por parte del rio Yanango descargas que superaron más 20,000m<sup>3</sup>/seg.

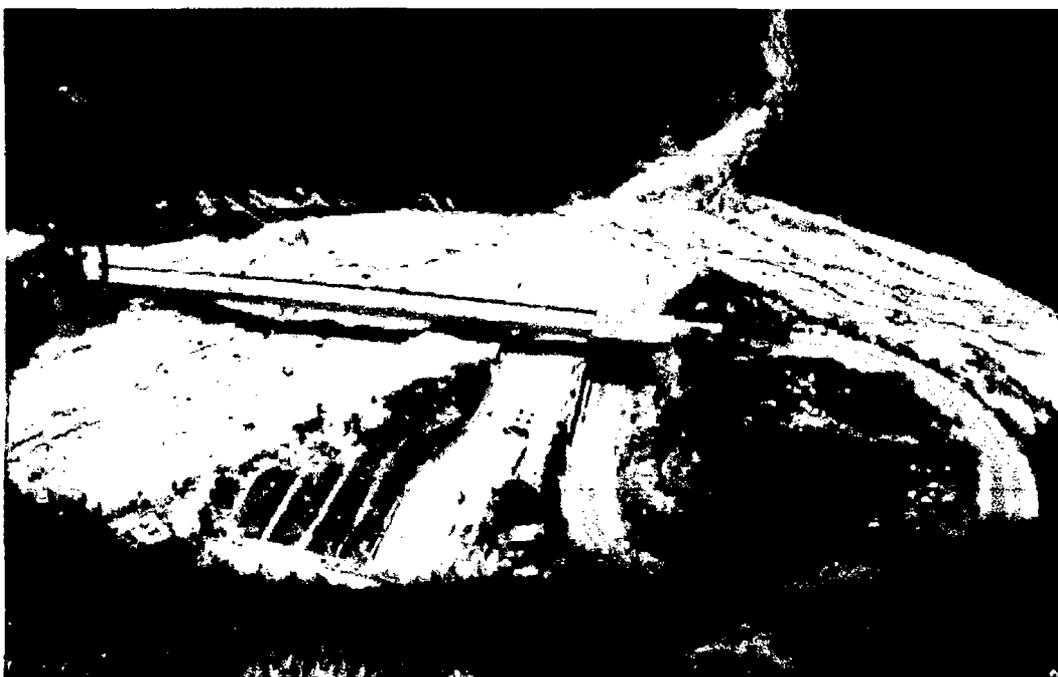


Figura 3.2, Puente Yanango

Razón por el cual se vio conveniente realizar el diseño del puente atirantado con refuerzo de fibras de carbono en el rio Yanango a 240m aguas arriba del puente que colapso. Para el cual se desarrollara un método de cálculo de puentes atirantados basados al entorno del manual de diseño de puentes del ministerio de transportes y comunicaciones del Perú.

### 3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN:

- Según Dr. Oseda, Dulio (2011:117), “El tipo de estudio de la presente investigación es tecnológico porque utiliza de los conocimientos en la práctica, para aplicarlos, en la mayoría de los casos, en provecho de la ingeniería.

### 3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN:

El nivel de investigación es descriptivo. Según Restituto Sierra Bravo (2002) “las investigaciones descriptivas buscan especificar las propiedades y características del fenómeno de estudio”.

### 3.4. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

**3.4.1. Método General:** En la presente investigación, se utilizará el Método Científico como método general. En la actualidad según Cataldo, (1992:26): “El estudio del método científico es objeto de estudio de la epistemología. Asimismo, el significado de la palabra “método” ha variado. Ahora se le conoce como el conjunto de técnicas y procedimientos que le permiten al investigador realizar sus objetivos”.

A decir de Kerlinger, F., y otros (2002:124) “el método científico comprende un conjunto de normas que regulan el proceso de cualquier investigación que merezca ser calificada como científica”.

**3.4.2. Método Específico:** El Método Experimental. Según Mayer, J. (2005:32): “El método experimental es un proceso lógico, sistemático que responde a la incógnita: ¿Si esto es dado bajo condiciones cuidadosamente controladas; qué sucederá?”.

### 3.5. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

Según Capmbell y Stanley (1970), los diseños de investigación son las estrategias por la cual se va a contrastar la hipótesis.

X= Tratamiento o Experimento = X1, X2, X3, etc.  
 O= Medición u observación = O1, O2, O3, etc.  
 R= Azar (ausencia de R) = No se escogió al azar  
 = Ausencia de tratamiento (en blanco)  
 01, 02, = X  
 ----- = Grupos intactos

Para el caso de nuestro proyecto el diseño es **descriptivo transversal**.

Según (Waiss, 1975). El diseño descriptivo transversal, son aquellos que posibilitan el análisis de una muestra obteniendo un conjunto de factores que controlan las fuentes de invalidez, en forma completa.

#### **Diseño descriptivo transversal.**

<b>M</b>	<b>X</b>	<b>O</b>
----------	----------	----------

Dónde:

M= Muestra = M1, M2, M3, etc.  
 X= Tratamiento o Experimento = X1, X2, X3, etc.  
 O= Medición u observación = O1, O2, O3, etc.

En este diseño a la muestra (M) se le opera mediante un tratamiento o experimento (X), con fines de obtener los resultados requeridos (O).

### **3.6. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

#### **3.6.1. Técnicas:**

Las técnicas usadas en la presente investigación son la inducción y deducción.

Según **Oседа, Dulio (2008:127)** inducción "es una técnica destinada a extraer datos, a partir de determinadas observaciones o experiencias particulares, el principio general que en ellas está implícito".

El mismo **Oседа, Dulio (2008:128)** sostiene que la deducción "consiste en sacar datos consecuentes de un principio, proposición o supuesto".

### 3.6.1. Los instrumentos y herramientas:

Los instrumentos y herramientas usados en la presente investigación son: las computadoras, páginas web, libros de consulta (RNE, Manual de Diseño de puentes, etc.), programas de cálculo estructural (SAP 2000 V14 y Csi DRIDGE).

**SAP 2000 V14.** Desde 1975, CSI ha sido el líder en el desarrollo de métodos numéricos innovadores para la ingeniería de puentes. Indicando estas investigaciones de forma conjunta entre Ashraf Habibullah y el Dr. Edward L. Wilson de la universidad de California en Berkeley. Actualmente cuenta con usuarios en más de 100 países en el mundo.

## 3.7. PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS:

La recolección de datos necesarios para el diseño estructural de puentes atriantados con refuerzos con fibras de carbono se desarrolla a continuación.

### 3.7.1 CABLES DE ACERO

El Cable de Acero es una máquina simple, que está compuesto de un conjunto de elementos que transmiten fuerzas, movimientos y energía entre dos puntos, de una manera predeterminada para lograr un fin deseado. El conocimiento pleno del inherente potencial y uso de un Cable de Acero, es esencial para elegir el cable más adecuado para una faena o equipo, tomando en cuenta la gran cantidad de tipos de cables disponibles.

Cada cable de acero, con sus variables de diámetro, construcción, calidad de alambre, torcido, y su alma; se diseñan y fabrican cumpliendo las Normas Internacionales como:

- American Petroleum Institute (A.P.I. Standard 9A)
- American Federal Specification (RR-W-410D)
- American Society For Testing & Materials (A.S.T.M.)
- British Standards Institute (B.S.)

- Deutsches Normenausschuss (D.I.N.)
- International Organization for Standardization (I.S.O.)

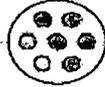
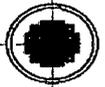
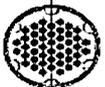
El entendimiento completo de las características de un cable de acero es esencial e involucra un conocimiento profundo de las condiciones de trabajo, factores de carga y resistencias del cable, porque hay que tener presente que: "donde hay un cable de acero trabajando, hay vidas humanas en juego y que frecuentemente es usado como un fusible en los diferentes equipos".

Para este efecto comenzaremos a describir un cable de acero, indicando el nombre de cada elemento que lo compone, con el fin de tener un vocabulario de acuerdo a lo que a continuación se menciona.

En los puentes atirantados existen dos elementos estructurales que se consideran críticos: los tirantes y los elementos de anclaje de los tirantes. El desarrollo tecnológico en torno a estos dispositivos es quizás lo más determinante cuando se habla de puentes atirantados. Desde una visión general, para su diseño hay dos objetivos fundamentales que se persiguen: en primer lugar, asegurar que las tensiones de los cables se pueden controlar durante el proceso constructivo y mantenerlos durante su vida en servicio. En segundo lugar está asegurar la integridad de los cables y los elementos de sujeción para que factores ambientales y externos no afecten su resistencia o capacidad estructural. En este último caso, uno de los principales problemas es la corrosión.

En cuanto a los tirantes, se utilizan aceros especiales de muy alta resistencia y se configuran por barras paralelas (acopladas y no acopladas), alambres paralelos, tendones, y rollos compactos de alambres. En la tabla 1.3 se presentan algunas configuraciones típicas, con sus características.

**Tabla 3.1**  
**Principales tipos de cables utilizados en puentes atirantados**

Tipo de cable						
	Barras acopladas 7 $\varnothing$ 36 Acero 60S/1030	Barras no acopladas 26 $\varnothing$ 16	Alambres paralelos 128 $\varnothing$ 15	Tendones 27 $\varnothing$ 15	Paño compacto de alambres	
Características	Barras $\varnothing$ 26,5, 32,36 mm	Barras $\varnothing$ 16 mm	Alambres $\varnothing$ 6, 7 mm	Tendones $\varnothing$ 0,5, 0,6, 0,7 in	Alambres $\varnothing$ 2,9-7 mm	
Esfuerzo de cedencia ( $N/mm^2$ )	835-1080	1350	1470	1570-1670	—	
Esfuerzo último $\beta_t$ ( $N/mm^2$ )	1030-1230	1500	1670	1770-1870	1000-1300	
Fatiga	$\Delta\sigma$ ( $N/mm^2$ )	80	—	350	300-320	120-150
	$\sigma_{var}/\beta_t$	0,60	—	0,45	0,5-0,45	0,45
Módulo elasticidad E ( $N/mm^2$ )	210 000	210 000	205 000	190 000-200 000	160 000-165 000	
Carga de fatiga (kN)	7339	7624	7487	7634	7310	

### CABLE DE ACERO Y SUS ELEMENTOS

- ❖ **Alambre:** Es el componente básico del cable de acero, el cual es fabricado en diversas calidades, según el uso al que se destine el cable final.
- ❖ **Torón:** Está formado por un número de alambres de acuerdo a su construcción, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un centro, en una o varias capas.
- ❖ **Alma:** Es el eje central del cable donde se enrollan los torones. Esta alma puede ser de acero, fibras naturales o de polipropileno.
- ❖ **Cable:** Es el producto final que está formado por varios torones, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un alma.
- ❖ **Cable estructural.** Varios torones enrollados helicoidalmente alrededor de un núcleo formado por un torón u otro cable, producido en los Estados Unidos de acuerdo con la norma ASTM A603.

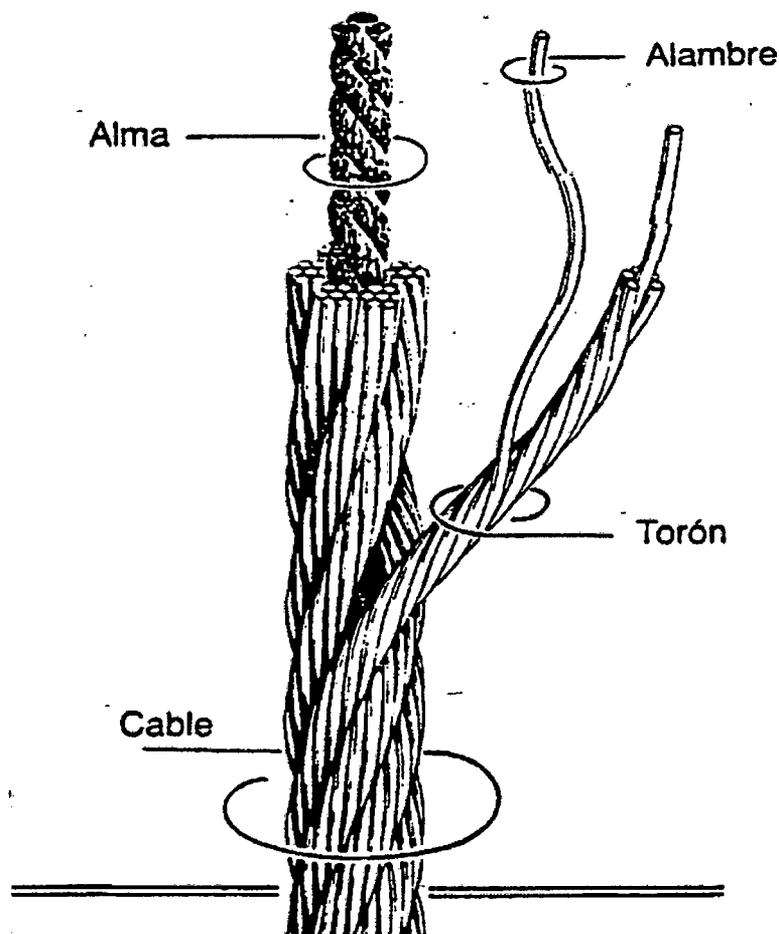


Figura 3.3, Esquema de cable estructural

#### A. PROPIEDADES ESTRUCTURALES DE LOS CABLES DE ACERO

Una comparación entre el esfuerzo nominal último y admisible, a tensión, para varios tipos de cables se presenta en la siguiente tabla:

**RESISTENCIAS NOMINALES Y ADMISIBLES DE CABLES <sup>(1)</sup> (klb/pulg<sup>2</sup> (kg/cm<sup>2</sup>))**

Tipo	Resistencia nominal a tensión, $F_{pu}$	Resistencia admisible a tensión, $F_t$
Barras ASTM A722 Tipo II	150 (10568)	$0.45 F_{pu} = 67.5$ (4756)
Torón enrollado con trabas	210 (14795)	$0.33 F_{pu} = 70$ (4882)
Torón estructural, ASTM A586	220 (15500)	$0.33 F_{pu} = 73.3$ (5115)
Cable estructural, ASTM A603*	220 (15500)	$0.33 F_{pu} = 73.3$ (5115)
Alambre paralelo	225 (15852)	$0.40 F_{pu} = 90$ (6341)
Alambre paralelo, ASTM A421	240 (16909)	$0.45 F_{pu} = 108$ (7609)
Torón paralelo ASTM A416	270 (19023)	$0.45 F_{pu} = 121.5$ (8560)

Cuadro N° 3.2 propiedades de los cables de acero

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS CABLES DE ACERO <sup>(1)</sup> (klb/pulg <sup>2</sup> (kg/cm <sup>2</sup> ))				
Resistencia mínima a la ruptura (*), de tamaños seleccionados de cables			Módulo mínimo de elasticidad, para los intervalos indicados de diámetros	
Diámetro nominal en pulg.	Torón galvanizado	Cable galvanizado	Intervalo de diámetro nominal, en pulg.	Módulo máximo en klb/pulg <sup>2</sup>
$\frac{1}{2}$	30 (2,110)	23 (1,618)	torón galvanizado y preestirado	
$\frac{3}{4}$	68 (4,782)	52 (3,657)		
1	122 (8,580)	91.4 (6,428)	$\frac{1}{2}$ a $2\frac{9}{16}$	24,000 (1'690,912)
$1\frac{1}{2}$	276 (19,410)	208 (14,628)	$2\frac{5}{8}$ y más	23,000 (1'620,458)
2	490 (34,460)	372 (26,162)	cable galvanizado y preestirado	
3	1076 (75,672)	824 (57,950)		
4	1850 (130,105)	1460 (102,677)	$\frac{3}{8}$ a 4	20,000 (1'409,094)

Cuadro N° 3.3 propiedades de los cables de acero

## B. COSTO DE LOS CABLES ESTRUCTURALES

Los costos de los cables estructurales se obtuvieron por medio del internet, donde se cotizo a las empresas siguientes:

<b>Empresa Distribuidora</b>	<b>Costo unitario por Kg</b>
Shopmaninc (Empresa Americana)	11.6 \$
Thecarbonline (Empresa Alemana)	9.5 \$

**Promedio de Costo por Kg =10.55 \$**

**Consultas a las páginas web:**

<http://www.shopmaninc.com/carbonpage.htm>

<http://www.thecarbonline.com/products.ph>

### 3.7.2 FIBRAS DE CARBONO

La fibra de carbono es el desarrollo más reciente en el campo de los materiales compuestos siguiendo la idea de que uniendo fibras sintéticas con varias resinas, se pueden lograr materiales de baja densidad, muy resistentes y duraderos.

La fibra de carbono (FC) se desarrolló inicialmente para la industria espacial, pero ahora, al bajar de precio, se ha extendido a otros campos: la industria del transporte, aeronáutica, al deporte de alta competición y, últimamente encontramos la FC hasta en carteras de bolsillo y relojes.

La FC está compuesta por muchos hilos de carbono en forma de hebra. Existen muchas clases de FC con propiedades diversas, adaptadas a muchas aplicaciones.

La fibra de carbono es un polímero convertido en fibra. En la mayoría de los casos, las FC permanecen como carbón no grafitico. El término fibra de grafito solo está justificado, cuando las FC han sido sometidas a un tratamiento térmico de grafitización (2000-3000 °C), que les confiere un orden cristalino tridimensional, observable mediante rayos X.

La cristalografía de rayos X nos permite conocer la estructura exacta de cada tipo de FC. Nos resulta extraño, pero nos recuerda mucho al grafito: una estructura hexagonal. El grafito, la mina de lápiz, es todo lo contrario: blando y frágil. Es un alótropo del carbono. A nivel atómico no podemos comprender las diferencias entre la fibra de carbono y el grafito, pero la estructura es diferente: observamos muchos cambios en la superposición de las fibras y las cintas en la FC y en el grafito.

El grafito tiene una estructura plana triangula con enlaces triples y queda un electrón libre. Este electrón libre explica que el grafito es una de las pocas estructuras no metálicas que conducen la electricidad. La fibra de carbono también es conductora.



Imagen 3.4, fibras de carbono

### 3.7.3 PROPIEDADES FISICAS Y QUIMICAS DE LAS FIBRAS DE CARBONO

Existen varios grados de fibras de carbono (o fibras de vidrio o fibras de aramida), la tabla 2.3 muestra varios tipos de fibras con sus propiedades típicas.

Hay varias observaciones que deben realizarse en la tabla 2.3. Las fibras de carbono tienen el módulo de elasticidad más elevado, pero tanto las fibras de vidrio como las fibras de aramida tienen una resistencia a tracción mayor. La resistencia a tracción mayor de las fibras de vidrio y fibras de aramida (comparadas con las de carbono), no se traduce en una resistencia mayor del material compuesto, ya que las fibras de vidrio son muy sensibles a pequeños defectos, los cuales pueden reducir importantemente su resistencia. Las fibras de carbono tienen una deformación a rotura muy baja, por esto no deben usarse en aplicaciones en las que se requiere una ductilidad importante (ej. refuerzo sísmico). Tanto la rigidez como la resistencia a compresión son muy difíciles de estimar en las fibras, ya que son muy difíciles de ensayar experimentalmente.

Es imposible obtener una conclusión a partir de la tabla 2.3 de cuál de los tres tipos de fibras es estructuralmente más eficiente, debido a que esto dependerá de las condiciones de entorno, además el peso del material compuesto dependerá de la concentración de fibras en la matriz.

Tabla 3-04 Valores típicos de las propiedades de las fibras [ENGINEERED MATERIALS HANDBOOK, 1987; ENGINEERS GUIDE TO COMPOSITE MATERIALS, 1987]

Tipo de fibra	Módulo de elasticidad a tracción, GPa	Resistencia a tracción, MPa	Deformación axial máxima en rotura, %	Densidad, g/cm <sup>3</sup>
Carbono (módulo bajo)	170	1380	0.90	1.90
Carbono (módulo alto)	380	1720	0.40	2.00
Carbono (módulo muy alto)	760	2210	0.30	2.15
Vidrio (E-glass)	81	3450	4.88	2.60
Vidrio (S-glass)	89	4590	5.70	2.48
Aramida (alta tenacidad)	83	3620	4.00	1.44
Aramida (módulo alto)	131	3620-4140	2.80	1.44
Aramida (módulo muy alto)	186	3450	2.00	1.47

Propiedad	Fibras SM <sup>a</sup>	Fibras IM <sup>a/b</sup>	Fibras HM <sup>b</sup>	Fibras *LM <sup>b</sup>	Fibras *UHM <sup>b</sup>
Contenido en carbono (%)	95	95	>99	>97	>99
Diámetro (μm)	6-8	5-6	5-8	11	10
Densidad (g/cm)	1,8	1,8	1,9	1,9	2,2
Resistencia a la tracción (mpa)	3.800	3450 - 6200	3450 - 5520	1380 - 3100	2410
Alargamiento a la rotura	1,6	1,3 - 2,0	0,7 - 1,0	0,9	0,4 - 0,27
Resistencia eléctrica (μ <sub>cm</sub> )	1650	1450	900	1300	220 - 130
Conductividad térmica (w/m.k)	20	20	50-80	-	-

Cuadro 3.5, Propiedades físicas de las fibras de carbono

### 3.7.3.1 VENTAJAS DE LAS FIBRAS DE CARBONO CON RESPECTO A ACERO

- ❖ Módulo de resistencia a la tracción 2,457.7 kg/cm<sup>2</sup>
- ❖ Módulo de Elasticidad oscila de 7.75E+6 kg/cm<sup>2</sup>
- ❖ Densidad 1,750 kg/m<sup>3</sup>
- ❖ Su resistencia es casi 3 veces superior a la del acero, y su densidad es 4,5 veces menor.
- ❖ En cuanto a módulo de elasticidad hay una amplia gama de FC desde 240 hasta 760. GPa
- ❖ Otras propiedades muy apreciables en la fibra de carbono son la resistencia a la corrosión, al fuego e inercia química y la conductividad eléctrica. Ante variaciones de temperatura conserva su forma.

### 3.7.3.2 COSTO DE LAS FIBRAS DE CARVONO

Empresa Distribuidora	Costo unitario por Kg
Metalactual (Empresa Canadiense)	18.00 \$
Thecarbonline (Empresa Alemana)	22.00 \$

**Promedio de costo por Kg = 20.00\$**

**Consultas a las páginas web:**

<http://www.metalactual.com/carbonpage.htm>.

<http://www.thecarbonline.com/products.ph>

### 3.7.4 MODELOS TEÓRICOS PARA EL ANÁLISIS DE CABLES

Se mostrarán dos modelos para determinar la tensión de un cable a través de la medición e identificación de sus modos naturales de vibrar. El primero es el modelo lineal y el segundo es un modelo no lineal. Ambos tienen ventajas importantes que a través de una comparación pueden ser valoradas, y permitirán establecer criterios para saber hasta dónde se puede utilizar una y cuándo no.

### 3.7.4.1 Modelo lineal para determinar la tensión

El modelo lineal es la aproximación más simple para determinar la tensión de un tirante, partiendo de la frecuencia natural en que éste vibra y que se mide experimentalmente, por ejemplo, con un acelerómetro. Este modelo se basa en la relación que existe entre la frecuencia natural; la masa por unidad de longitud del tirante (suponiendo que es uniforme); la longitud; y la tensión. La desventaja fundamental es que no toma en cuenta efectos no lineales, como los grandes desplazamientos ni la inclinación que el tirante puede tener, como es el caso de los puentes atirantados.

La ecuación fundamental que describe la vibración libre de un tirante o una cuerda con una masa por unidad de longitud  $m$  sujeta a una tensión  $T$ , es la siguiente:

El procesamiento y análisis de resultados del diseño estructural de puentes atirantados se determinará teniendo en cuenta los objetivos trazados de acuerdo al proyecto de tesis.

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} - \frac{m}{T} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0$$

De la ecuación anterior, se realiza el análisis modal para determinar las frecuencias naturales cuyo valor lo establece la siguiente relación:

$$f_n = \frac{n}{2L} \sqrt{\frac{T}{m}}$$

Por tanto, la tensión en función del primer modo de vibrar se determina de la siguiente forma:

$$T = m(2Lf_1)^2$$

En algunos casos no es posible identificar la frecuencia del primer modo, particularmente cuando este valor es muy cercano al de las frecuencias fundamentales del puente. En estos casos se determina utilizando las frecuencias de los modos superiores de vibrar, mediante la relación:

$$\bar{f}_i = \frac{\sum_{k=2}^n f_k}{\sum_{k=2}^n 1}$$

### 3.7.4.2 Modelo no lineal para determinar la tensión

El modelo no lineal que se describe se aplica para tirantes con grandes deformaciones y para varios niveles de tensión. En el caso de puentes atirantados, se emplea para evaluar el comportamiento del tirante ante variaciones de carga por sismos, viento, o tráfico pesado. De igual manera, se adapta perfectamente para determinar el nivel de tensión partiendo de la identificación de la frecuencia natural en que vibra el tirante, o para el diseño de puentes.

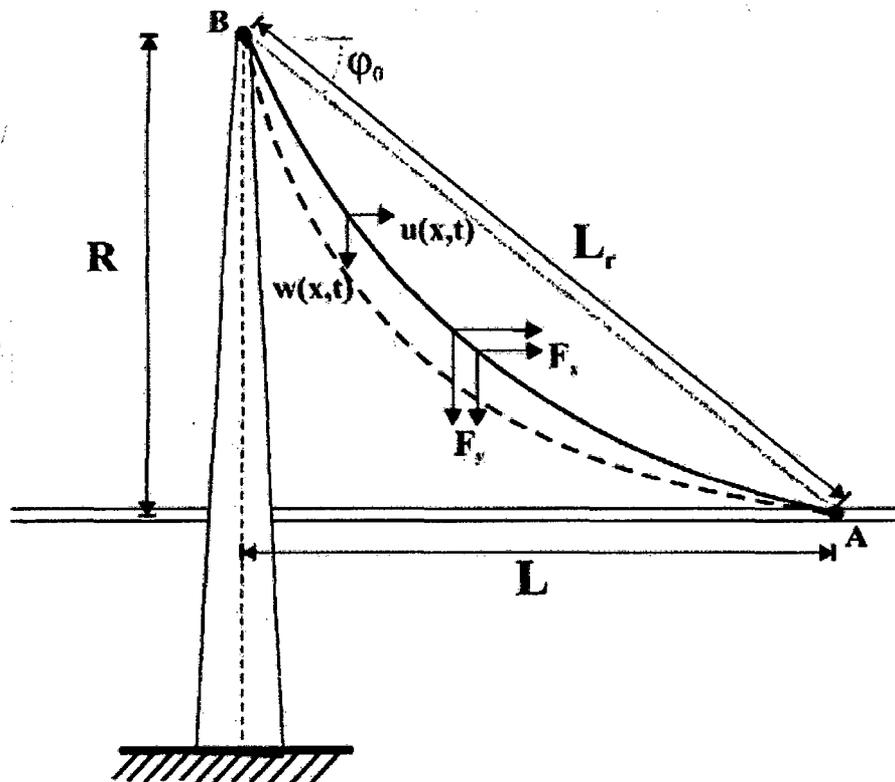


Imagen 3.5, Esquema general de un tirante en un puente atirantado

Las ecuaciones para grandes desplazamientos de un tirante, respecto a su posición en equilibrio estático son (figuras 3.5 y 3.6):

$$\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left( H \frac{\partial u}{\partial x} + h \right) + F_x(x, t) = m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c \frac{\partial u}{\partial t}$$

$$\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left( H \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} h \right) + F_y(x, t) = m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + c \frac{\partial w}{\partial t}$$

$$\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left( H \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} h \right) + F_z(x, t) = m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + c \frac{\partial v}{\partial t}$$

Dónde:

$$h = \frac{EA_p}{\left(1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2\right)^{3/2}} \left[ \frac{du}{dx} + \frac{dy}{dx} \frac{dw}{dx} + \frac{dz}{dx} \frac{dv}{dx} \right]$$

Cabe mencionar que las derivadas  $dx/dy$  y  $dx/dz$  en la ecuación anterior, están referidas a las coordenadas en equilibrio, por lo que  $dx/dz=0$

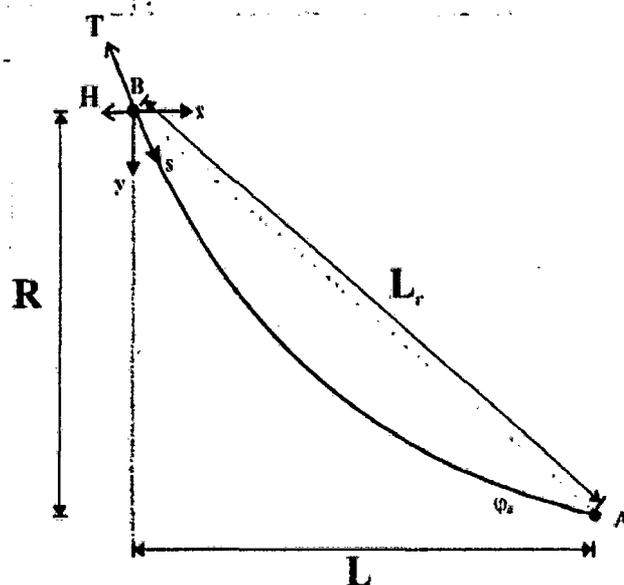


Imagen 3.6 Esquema de cargas y coordenadas del tirante en condición estática

Al simplificarse las ecuaciones se obtiene lo siguiente:

$$\frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left( H \frac{\partial u}{\partial x} + h \right) + F_x(x, t) = m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c \frac{\partial u}{\partial t}$$

$$\frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{\partial v}{\partial x}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left( H \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} h \right) + F_y(x, t) = m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + c \frac{\partial v}{\partial t}$$

$$\frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{\partial v}{\partial x}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left( H \frac{\partial v}{\partial x} \right) + F_x(x, t) = m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + c \frac{\partial v}{\partial t}$$

### 3.7.4.3 Determinación del parámetro no lineal.

Posteriormente, se calcula el valor de  $dx/dy$  a partir de la solución estática del tirante sometido a tensión (figura 2.3).

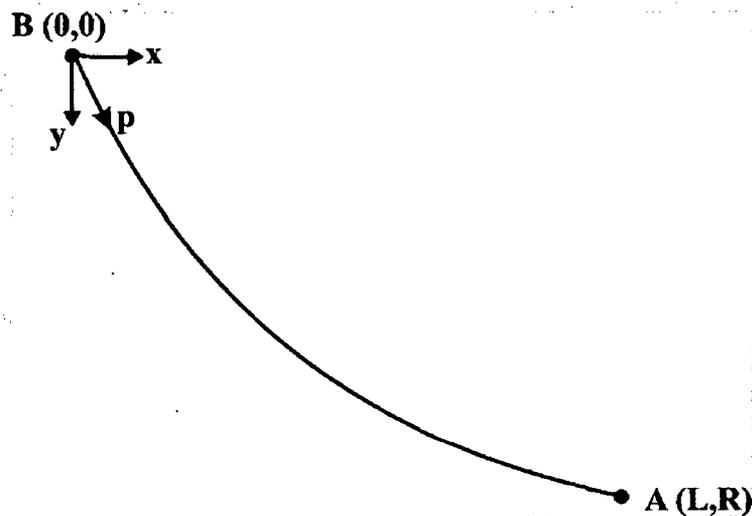


Imagen 3.7 Esquema de coordenadas para el análisis del tirante

Para obtener la solución estática se parte de la siguiente relación geométrica:

$$\left( \frac{dx}{dp} \right)^2 + \left( \frac{dy}{dp} \right)^2 = 1$$

Donde  $x$  y  $y$  son las coordenadas cartesianas, y  $p$  y  $s$  son, respectivamente, las coordenadas cartesianas del tirante deformado y no deformado (figura 2.3). En este caso,  $L_0$  representa la longitud del tirante no deformado y su peso total es  $W=mgL_0$ , donde  $m$  es la masa por unidad de longitud del tirante.

Del balance de fuerzas (figura 2.4) se obtiene:

$$\frac{dx}{dp} = \frac{H}{T}$$

$$\frac{dy}{dp} = \frac{V}{T} - \frac{W s}{T L_0}$$

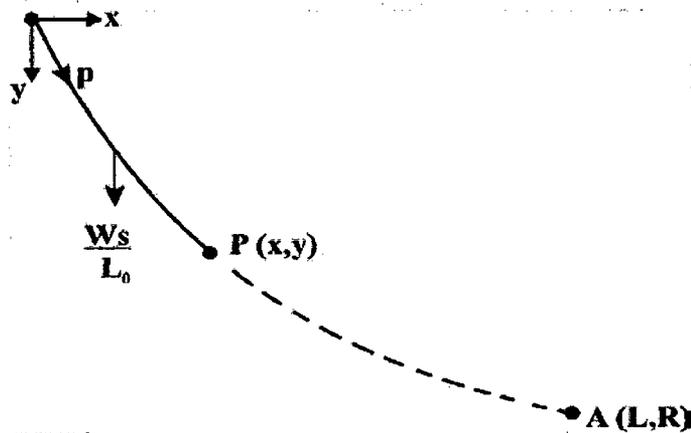


Imagen 3.8 Esquema para el balance de fuerzas en el tirante

Sustituyendo las ecuaciones resulta que:

$$\frac{H^2}{T^2} + \frac{V^2}{T^2} + \frac{W^2 s^2}{T^2 L_0^2} - \frac{2VWs}{T^2 L_0} = 1$$

De donde se tiene que la tensión como función de  $s$  está definida como:

$$T(s) = \left\{ H^2 + \left( V - \frac{Ws}{L_0} \right)^2 \right\}^{1/2}$$

Como:

$$T = EA_0 \left( \frac{dp}{ds} - 1 \right)$$

De la última ecuación se obtiene que:

$$\frac{dx}{ds} = \frac{dx}{dp} \frac{dp}{ds} = \frac{H}{T} \left( \frac{T}{EA_0} + 1 \right) = \frac{H}{EA_0} + \frac{H}{T} = \frac{H}{EA_0} + \frac{H}{\left[ H^2 + \left( V - \frac{ws}{L_0} \right)^2 \right]^{1/2}}$$

Procediendo de igual manera:

$$\frac{dy}{dp} = \frac{V}{T} - \frac{W s}{T L_0}$$

Por tanto

$$\frac{dy}{ds} = \frac{dy}{dp} \frac{dp}{ds} = \left( \frac{V}{T} - \frac{W s}{T L_0} \right) \left( \frac{T}{EA_0} + 1 \right) = \left( V - \frac{W s}{L_0} \right) \left\{ \frac{\left[ H^2 + \left( V - \frac{ws}{L_0} \right)^2 \right]^{1/2} + EA_0}{EA_0 \left[ H^2 + \left( V - \frac{ws}{L_0} \right)^2 \right]^{1/2}} \right\}$$

### 3.8. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS:

#### 3.8.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PUENTE ATIRANTO DE ESTUDIO:

DATOS GENERALES	
Longitud del puente entre la torre y el estribo derecho:	100.00m
Longitud del puente entre la torre y el estribo izquierdo:	20.00m
Altura de la torre de concreto armado:	30.00m
Separación de Vigas Diafragmas cada:	12.00m
Ancho total del puente:	11.40m
Numero de Tirantes:	8.00und
Numero de vías del Puente	02 carriles
Ancho de la vereda peatonal	1.50m

Cuadro 3.6, Datos Generales para el Diseño

**A.- CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE DISEÑO**

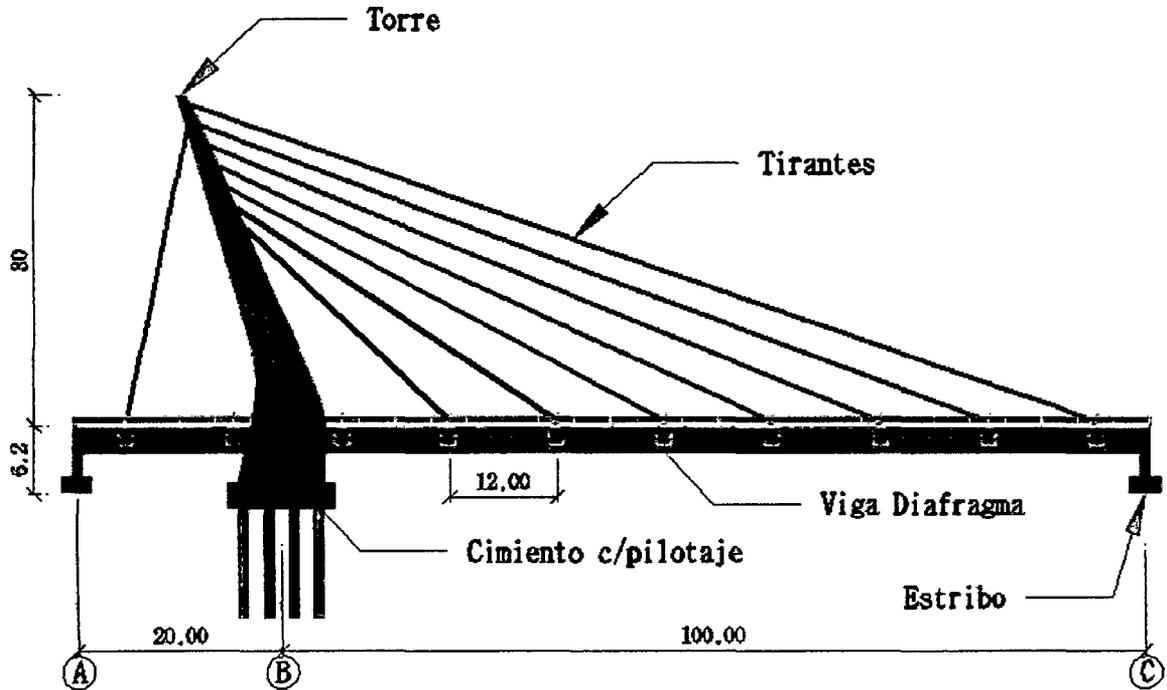


Figura 3.9, características geometría del puente a diseñarse

**SECCION TRANSVERSAL**

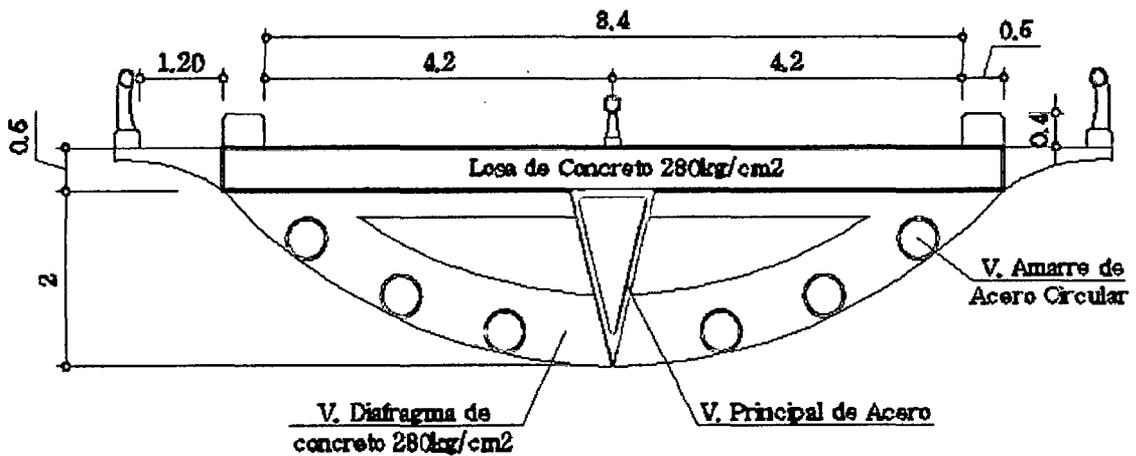


Figura 3.10, Sección transversal del Puente

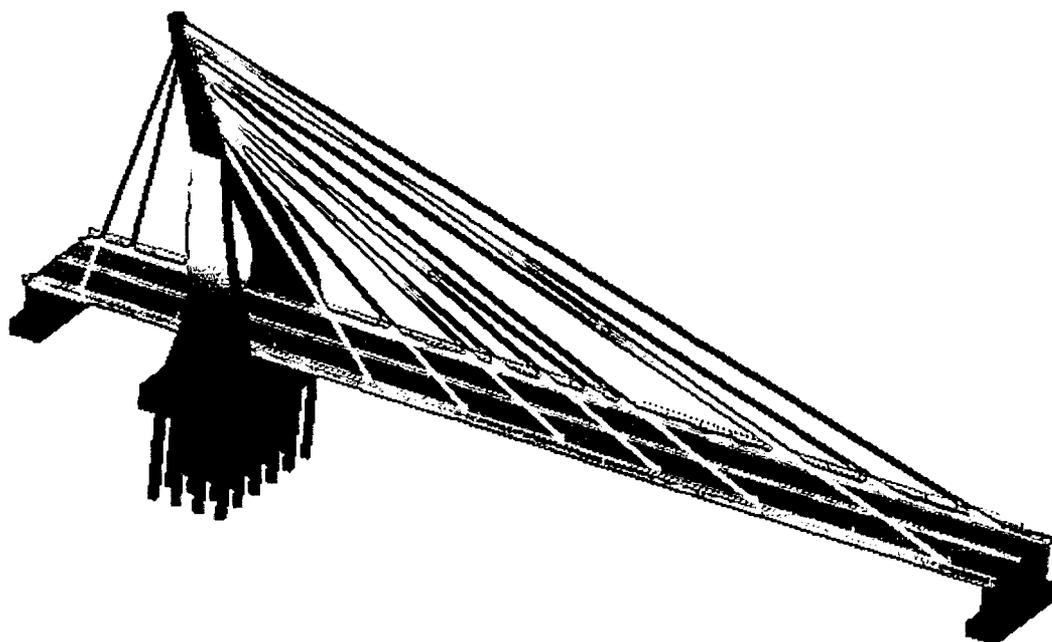
**VISTA ISOMETRICA**

Figura 3.11, Vista isométrica

**B.- DATOS PARA EL DISEÑO**

<b>DATOS ESCENCIALES PARA EL DISEÑO</b>	
<b>Concreto:</b>	
$F'_c =$	280.00kg/cm <sup>2</sup>
$E_c =$	250,998.00kg/cm <sup>2</sup>
Peso Específico=	2,500.00kg/cm <sup>2</sup>
<b>Acero:</b>	
$F'_y =$	4,200.00kg/cm <sup>2</sup>
$E_s =$	2.1E+6kg/cm <sup>2</sup>
Acero Estructural A36 =	2,531.00kg/cm <sup>2</sup>

Cuadro 3.7, Datos para el diseño

### 3.8.2 ANALISIS DE CARGA

#### 3.8.2.1.- CLASIFICACIÓN Y DEFINICIÓN

Para los propósitos de este Manual de Diseño, las cargas se clasifican en:

- Permanentes
- Variables
- Excepcionales

##### ❖ Cargas Permanentes

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura o al balasto, los rieles y durmientes de ferrocarriles. También se consideran cargas permanentes el empuje de tierra, los efectos debidos a la contracción de fragua y el flujo plástico, las deformaciones permanentes originadas por los procedimientos de construcción y los efectos de asentamientos de apoyo.

##### ❖ CARGAS VARIABLES

Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas, las fuerzas laterales sobre rieles. También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y supresiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento.

##### ❖ CARGAS EXCEPCIONALES

Son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy

baja, pero que en determinadas condiciones deben ser consideradas por el proyectista, como por ejemplo las debidas a colisiones, explosiones o incendio.

## B.- Cargas Permanentes

### ❖ PESO PROPIO Y CARGAS MUERTAS

El peso propio se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos y cables.

El peso propio y las cargas muertas serán estimados sobre la base de las dimensiones indicadas en planos y en cada caso considerando los valores medios de los correspondientes pesos específicos. A falta de una información precisa, podrán usarse los pesos específicos de la tabla siguiente:

MATERIAL	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	(kgf/m <sup>3</sup> )
Agua dulce	9,8	(1000)
Agua salada	10,0	(1020)
Acero	76,9	(7850)
Aluminio	27,4	(2800)
Arena, tierra o grava sueltas, arcilla	15,7	(1600)
Arena, tierra o grava compactas	18,9	(1900)
Asfalto, Macadam	22,0	(2200)
Concreto ligero	17,4	(1740)
Concreto normal	23,5	(2400)
Concreto Armado	25,0	(2500)
Hierro forjado	70,6	(7200)
Balasto	22,0	(2250)
Madera	10,0	(1020)
Mampostería de piedra	26,6	(2700)
Rieles y accesorios (por metro lineal de vía férrea)	3 kN/m	300kgf/m

Cuadro 3.8, Pesos específicos

## ❖ EMPUJE DE TIERRA

Los estribos y otras partes de la estructura que retienen tierra deberán diseñarse para resistir las correspondientes presiones, las mismas que serán calculadas de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos y utilizando los valores medios de las propiedades del material de relleno.

El empuje no será en ningún caso menor que el equivalente a la presión de un fluido con un peso específico de  $5 \text{ kN/m}^3$  ( $510 \text{ kgf/m}^3$ ) Las características supuestas para el material de relleno deberán ser verificadas con el material en obra y, en caso sea necesario, deberán hacerse los ajustes necesarios para corregir cualquier discrepancia.

En todos los casos el diseño incluirá un sistema de drenaje del material de relleno.

No obstante, deberá considerarse la posibilidad que el suelo se sature total o parcialmente, a uno o a ambos lados de la estructura de contención.

Cuando se prevea tráfico a una distancia horizontal, medida desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la mitad de su altura, las presiones serán incrementadas añadiendo una sobrecarga vertical no menor que la equivalente a  $0,60\text{m}$  de altura de relleno. Cuando se diseñe una losa de aproximación soportada en un extremo del puente, no será necesario considerar dicho incremento de carga.

En todos los casos el diseño incluirá un sistema de drenaje del material de relleno. No obstante, deberá considerarse la posibilidad que el suelo se sature total o parcialmente, a uno o a ambos lados de la estructura de contención.

Cuando se prevea tráfico a una distancia horizontal, medida desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la mitad de su altura, las presiones serán incrementadas añadiendo una sobrecarga vertical no menor que la equivalente a  $0,60 \text{ m}$  de altura de relleno. Cuando se diseñe una losa de aproximación soportada en un extremo del puente, no será necesario considerar dicho incremento de carga.

En caso la estructura de contención forme parte de un pórtico rígido, solamente podrá considerarse en el diseño de losas o vigas hasta el 50% de cualquier efecto favorable debido al empuje de tierra.

#### ❖ 3.8.2.2 DEFORMACIONES IMPUESTAS

Las deformaciones y esfuerzos originados por contracción de fragua o por flujo plástico en elementos de concreto o de madera, los esfuerzos residuales originados por el proceso de laminado o por la soldadura de elementos de acero, los posibles defectos de fabricación o de construcción, los desplazamientos de apoyo de diverso origen y otras fuentes de deformación serán considerados como cargas permanentes. El proyectista deberá estimar la magnitud de tales acciones y la fracción de las mismas que origina efectos desfavorables en la estructura.

#### 2.4.3 Cargas Variables

#### ❖ CARGAS DURANTE LA CONSTRUCCION

El proyectista considerara todas las cargas debidas a pesos de materiales y equipos requeridos durante la construcción, así como las cargas de peso propio u otras de carácter permanente que apliquen en cada etapa del proceso constructivo. Deberá preverse la ubicación de todas las cargas permanentes o temporales en cada etapa, dejando margen para posibles imprecisiones o errores. Deberá considerarse la posibilidad que, durante el proceso constructivo o como resultado de una posterior modificación, la carga muerta sea retirada parcialmente, pudiendo reducirse un posible efecto favorable.

Cuando las condiciones de diseño lo requieran, el expediente técnico deberá indicar claramente la secuencia constructiva.

#### ❖ 3.8.2.3 CARGAS VIVAS DE VEHICULOS

- **Numero de vías**

Para efectos de diseño, el número de vías será igual a la parte entera de  $w/3.60$  donde  $w$  es el ancho libre de la calzada, en metros, medido entre bordes de sardineles o barreras. El ancho de cada vía se supondrá igual a 3,60 m, excepto para anchos de calzada entre 6, 00 m y 7, 20 m, en que se considerara al puente como de dos vías, cada una con un ancho igual a la mitad del total.

- **Cargas Vivas del Diseño**

Generalidades

La carga viva correspondiente a cada vía será la suma de: Camión de diseño, según 3.8.3.2.2.2, ó tándem, según 3.8.3.2.2.3, tomándose aquello que produzca en cada caso los efectos más desfavorables. Sobrecarga distribuida. Para ello el estado límite de fatiga solo se considerara la carga correspondiente al camión de diseño, según se indica en 3.8.3.2.4.

Para el cómputo de deflexiones se tomara el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño o con la suma de la sobrecarga distribuida más 25% del camión de diseño.

- **Camión de Diseño**

Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en la (Figura. 1), la distancia entre los dos ejes de 145kN (14, 78 t) será tomada como aquella que, estando entre los límites de 4, 30 m y 9, 00 m, resulta en los mayores efectos. Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en 2.4.3.3.

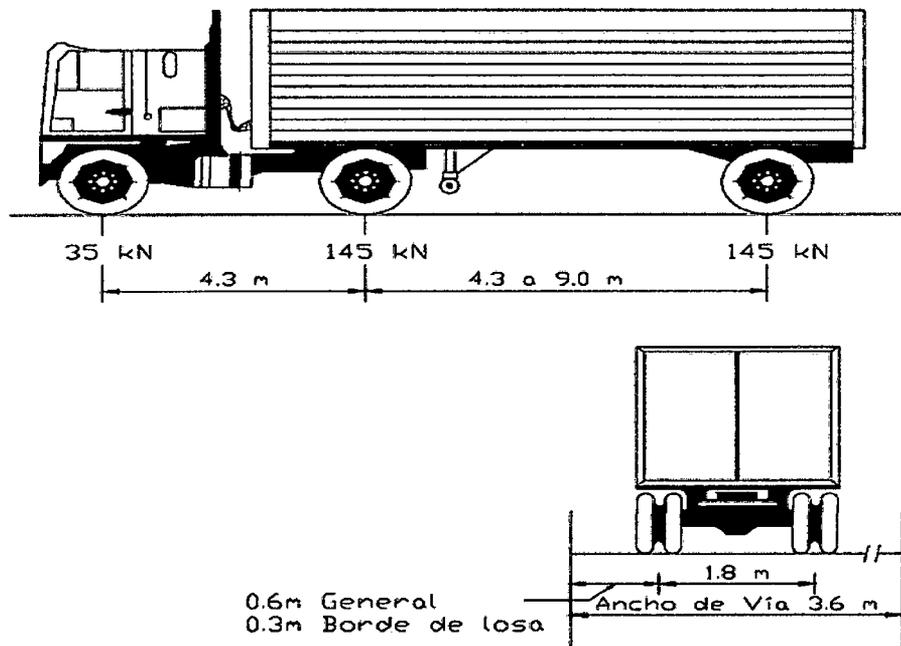


Figura 3.12. Características del camión de Diseño.

- **Tándem de Diseño**

El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 110kN (11,2 t), espaciados a 1, 20m. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 1, 80 m. Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en 3.8.3.3.

- **Sobrecarga Distribuida**

Se considerara una sobrecarga de 9, 3 Kn/M (970 kgf/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3, 00 m en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicara también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño. No se consideraran efectos dinámicos para esta sobrecarga.

Área de Contacto de las Ruedas

Se supondrá que las ruedas ejercen una presión uniforme, sobre un área rectangular de 0, 50 m de ancho en dirección transversal del puente y con una longitud, en la dirección del eje del puente, dada por la expresión:

$$I = 0, 0228vP$$

DONDE;

I = dimensión del área de contacto en dirección longitudinal (m)

v = factor de carga correspondiente a la carga viva en la condición limite considerada.

Los efectos máximos de las cargas vivas serán determinados considerando todas las posibles combinaciones de número de vías cargadas, multiplicando en cada caso las cargas por los factores indicados en la tabla siguiente.

Numeros de Vías	Factor
1	1, 20
2	1, 00
3	0, 85
4 ó mas	0, 65

#### • 3.8.2.4 Ubicación de las Cargas Vivas

##### ➤ Posición de las Cargas en Dirección Longitudinal

En la dirección longitudinal, el puente será cargado en forma continua según resulte más crítico para el efecto en estudio, considerando los siguientes casos:

- Camión de diseño más carga distribuida. La distancia entre los ejes de 145kN (14, 78 t ) será aquella que produzca el efecto más desfavorable en cada caso.
- Tándem de diseño más carga distribuida.
- Sólo para momentos negativos y para reacciones verticales en los apoyos intermedios, se considerará 90% del efecto combinado de la sobrecarga distribuida y de dos camiones de diseño. En este caso la distancia entre los dos ejes de 145 kN (14, 78 t ) de cada camión será 4,

30 m y la distancia entre camiones, medida desde el último eje del primer camión hasta el eje delantero del que le sigue, no será inferior a 15 m.

- **Posición de las Cargas en Dirección Transversal**

Cada vía cargada, así como la franja de 3,00 m de ancho sobre la que actúa la sobrecarga distribuida, se deberá colocar en dirección transversal en la posición que produzca los máximos efectos en cada caso.

El camión y el tándem de diseño se ubicarán en las posiciones más desfavorables respetando los límites siguientes:

- Para el diseño del voladizo del tablero el centro de la rueda estará a por lo menos 0,30 m de la cara del sardinel o de la baranda.
- Para el diseño del resto de los elementos el centro de la rueda estará a por lo menos 0,60 m del borde de la vía cargada.

- **3.8.2.5 Fatiga**

Independientemente del número de vías, para el estado límite de fatiga se considerará como carga vertical la de un solo camión de diseño, como se especifica en pero con una distancia fija de 9,00 m entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) e incluyendo los efectos dinámicos indicados en. El camión se ubicará, tanto en dirección longitudinal como en la dirección transversal, en las posiciones que produzcan los efectos máximo y mínimo para el elemento en estudio, de modo tal que se obtenga el máximo rango de esfuerzos.

La frecuencia de la carga de fatiga se calculará sobre la base del tráfico de vehículos de tres o más ejes en cada dirección. Para estos cálculos deberá considerarse el volumen de tráfico promedio a lo largo de la vida útil del puente.

❖ **EFFECTOS DINAMICOS**

Excepto de estructuras enterradas y de madera, las cargas vivas correspondientes al camión o al tándem de diseño se incrementarán en los

porcentajes indicados en la tabla 2.4.3.3-1 para tener en cuenta los efectos de amplificación dinámica y de impacto.

<b>Tabla 2.4.3.3-1 Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos</b>	
<b>Componente</b>	<b>Porcentaje</b>
Elementos de unión en el tablero	75%
Estados límite de fatiga y fractura	15%
Otros estados límite	33%

Tabla 3.9

Este incremento no se incluirá en el cómputo de las fuerzas centrífugas o en el cómputo de las fuerzas de frenado, ni se aplicará a la sobrecarga uniformemente distribuida indicada en 3.8.3.2.2.4.

No se considerarán incrementos de la carga viva por efectos dinámicos en el diseño de:

- Veredas y puentes peatonales.
- Muros de contención, excepto estribos.
- Cimentaciones y otras estructuras totalmente enterradas.

Para puentes de madera y componentes de madera en puentes mixtos los incrementos de carga viva por efectos dinámicos serán 50% de los especificados en la tabla 3.8.3.3-1.

**3.8.3 DISEÑO SISMO RESISTENTE NORMA E.030**

■ **Filosofía y Principios del diseño sismorresistente**

La filosofía del diseño sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las

estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en esta Norma los siguientes principios para el diseño:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

■ **Parámetros de sitio.**

**Zonificación**

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas, como se muestra en la Figura N° 3-09. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica. En el Anexo N° 1 se indican las provincias que corresponden a cada zona.

**ZONIFICACION SISMICA EN EL PERU**

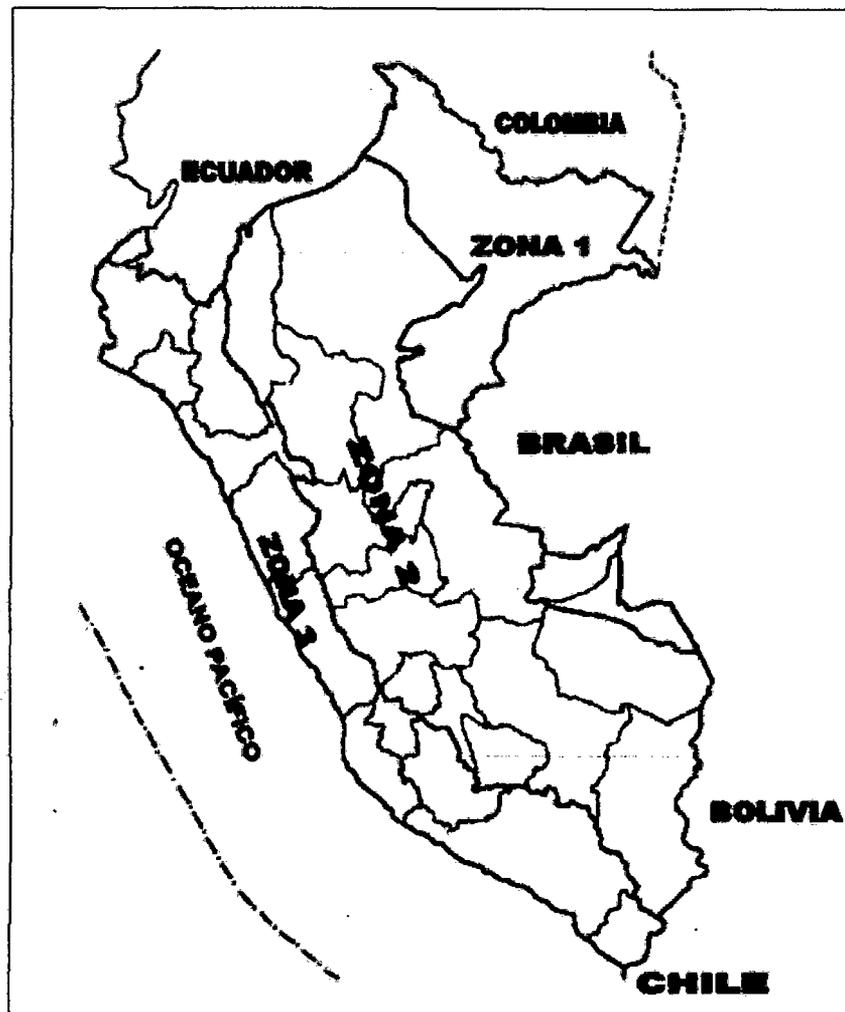


Figura 3.13, mapa de zonificación sísmica

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N°1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

Tabla N°1 FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

## ■ Condiciones Geotécnicas

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los tipos de perfiles de suelos son cuatro:

### a. Perfil tipo $S_1$ : Roca o suelos muy rígidos.

A este tipo corresponden las rocas y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte similar al de una roca, en los que el período fundamental para vibraciones de baja amplitud no excede de 0,25 s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca sana o parcialmente alterada, con una resistencia a la compresión no confinada mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm<sup>2</sup>).
- Grava arenosa densa.
- Estrato de no más de 20 m de material cohesivo muy rígido, con una resistencia al corte en condiciones no drenadas superior a 100 kPa (1 kg/cm<sup>2</sup>), sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.
- Estrato de no más de 20 m de arena muy densa con  $N > 30$ , sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.

### b. Perfil tipo $S_2$ : Suelos intermedios.

Se clasifican como de este tipo los sitios con características intermedias entre las indicadas para los perfiles  $S_1$  y  $S_3$ .

**c. Perfil tipo S<sub>3</sub>: Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.**

Corresponden a este tipo los suelos flexibles o estratos de gran espesor en los que el período fundamental, para vibraciones de baja amplitud, es mayor que 0,6 s, incluyéndose los casos en los que el espesor del estrato de suelo excede los valores siguientes:

Suelos Cohesivos	Resistencia al Corte típica en condición no drenada (kPa)	Espesor del estrato (m) (*)
Blandos	< 25	20
Medianamente compactos	25 - 50	25
Compactos	50 - 100	40
Muy compactos	100 - 200	60
Suelos Granulares	Valores N típicos en ensayos De penetración estándar (SPT)	Espesor del estrato (m) (*)
Sueltos	4 - 10	40
Medianamente densos	10 - 30	45
Densos	Mayor que 30	100

Cuadro 3.10, parámetros geotécnicos

**d. Perfil Tipo S<sub>4</sub>: Condiciones excepcionales.**

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas sean particularmente desfavorables.

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores de  $T_p$  y del factor de amplificación del suelo  $S$ , dados en la Tabla N°2. En los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas se podrán usar los valores correspondientes al perfil tipo S<sub>3</sub>. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S<sub>4</sub> cuando los estudios geotécnicos así lo determinen.

Tabla N°3.11 Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	$T_p$ (s)	S
S <sub>1</sub>	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S <sub>2</sub>	Suelos intermedios	0,6	1,2
S <sub>3</sub>	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4
S <sub>4</sub>	Condiciones excepcionales	*	*

Cuadro 3.11, parámetros de suelo

### ■ Factor de Amplificación Sísmica

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2,5 \cdot \left( \frac{T_p}{T} \right); C \leq 2,5$$

T es el periodo según se define en el Artículo 17 (17.2) ó en el Artículo 18 (18.2 a)

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

### ■ Categoría de las Edificaciones

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 3. El coeficiente de uso e importancia (U), definido en la Tabla N° 3 se usará según la clasificación que se haga.

Tabla N° 3.12 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso	1,5

	puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1,0
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

Cuadro 3.12, Categoría de la edificación

### ■ Configuración Estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica (Tabla N° 6).

**a. Estructuras Regulares.** Son las que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales.

**b. Estructuras Irregulares.** Se definen como estructuras irregulares aquellas que presentan una o más de las características indicadas en la Tabla N°3.13 o Tabla N°3.14

Tabla N° 3.13 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA
<p><b>Irregularidades de Rigidez – Piso blando</b> En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por <math>(h_i/h_d)</math> donde <math>h_d</math> es altura diferente de piso y <math>h_i</math> es la altura típica de piso.</p>
<p><b>Irregularidad de Masa</b> Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas</p>

<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b>          La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.</p>
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.</b>          Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.</p>

<b>Tabla N° 3.14</b> <b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>
<p><b>Irregularidad Torsional</b>          Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del Artículo 15 (15.1).          En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.</p>
<p><b>Esquinas Entrantes</b>          La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>
<p><b>Discontinuidad del Diafragma</b>          Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.</p>

#### ■ **Sistemas Estructurales**

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección tal como se indica en la Tabla N°3.16. Según la clasificación que se haga de una edificación se usará un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R). Para el diseño por resistencia última las fuerzas sísmicas internas deben combinarse con factores de carga unitarios. En caso contrario podrá usarse como (R) los valores establecidos en Tabla N°3.16 previa multiplicación por el factor de carga de sismo correspondiente.

Tabla N° 3.16 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero.	6,5
Arriostres Excéntricos	6,0
Arriostres en Cruz	
Concreto Armado	
Pórticos <sup>(1)</sup> .	8
Dual <sup>(2)</sup> .	7
De muros estructurales <sup>(3)</sup> .	6
Muros de ductilidad limitada <sup>(4)</sup> .	4
Albañilería Armada o Confinada <sup>(5)</sup> .	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

#### ■ Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de las Edificaciones

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse observando las características de regularidad y empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 3.17.

Tabla N° 3.17 CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES			
Categoría de la Edificación.	Regularidad Estructural	Zona	Sistema Estructural
A (*) (**)	Regular	3	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual
		2 y 1	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
B	Regular o Irregular	3 y 2	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
		1	Cualquier sistema.
C	Regular o Irregular	3, 2 y 1	Cualquier sistema.

### ■ Desplazamientos laterales

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el Artículo 16 (16.4), no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla N° 3.18

<b>Tabla N° 3.18</b>	
<b>LIMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO</b>	
<b>Estos límites no son aplicables a naves industriales</b>	
<b>Material Predominante</b>	<b>( <math>\Delta_i / h_{ei}</math> )</b>
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

## 3.8.4 ANALISIS ESTRUCTURAL CON SAP 2000 V14

### 3.8.4.1 Idealización de la Estructura

La idealización del sistema consta de un puente atirantado de 120.00m de luz suspendidos por 8 tirantes en cada lado, está a la vez es sujetado por una torre de 30.00m de altura, el ancho de la vía es de 8.40m. La cimentación está compuesta por una serie de pilotes que darán la garantía de la cimentación.

### 3.8.4.2 SAP 2000 Non Lineal

Este programa es uno de los más completos en cuanto al análisis estructural se refiere tiene una capacidad de hasta 1500 nodos, realiza el análisis estático y dinámico no lineal, tiempo historia, y análisis No lineal Pushover. Permite al diseño automatizado en acero y concreto armado.

### 3.8.4.3 Preparación de los Datos a Ingresar.

- Antes de utilizar el programa es tomar los datos e información pertinente para la estructura que se piensa construir y dependiendo del tipo, efectuar

el modelo estructural que será calculado mediante el programa. Se recomienda la visita a la zona para evaluar las condiciones de cimentación.

- La primera fase de idealización y Modelación sumamente importante, corresponde al ingeniero. Debiendo aplicar los conceptos de Resistencia de materiales, análisis y Diseño de estructuras. Debiendo buscar el modelo más adecuado precisión simplicidad.
- La fase final de comprobación e interpretación de los resultados es una fase que también corresponde a la responsabilidad del Ingeniero. Mucho cuidado en la evaluación de los resultados en conjunto como de cada elemento, el programa nos permite visualizar los elementos más esforzados.

#### 3.8.4.3 Proceso General

1. Modelación
2. Materiales
3. Secciones transversales
4. Nudos
5. Elementos
6. Restricciones
7. Cargas
8. Calculo Estructural
9. Resultados
10. Evaluación e interpretación

**Modelación.-** Se realizó de la siguiente manera se idealizo los pórticos y luego han sido interconectadas con vigas peraltadas, las cargas se muestran en las figuras anteriores.

**Materiales.-** los datos de materiales han sido introducidos en el icono definir material, determinamos que el material a utilizar es Concreto Armado cuyas

características son definidas por el usuario en este caso adoptamos las siguientes:

Masa por unidad de Volumen	: 0.2448 tn/m
Peso por unidad de Volumen	: 2.5026 tnlm3
Módulo de elasticidad	: 2173706.5 tnlm3
Razón de poisson	: 0.2
Fc	: 2800 tn/m3
fy	: 42000 tn/m3
f''c	: 2100 tn/m3
f''y	: 42000 tn/m3

**Secciones Transversales.-** En el análisis ingresamos todos los datos reales del pórtico, es decir los datos de predimensionamiento que se calcularon en el capítulo IV

**Los Nudos.-** Estos se generan conociendo las características geométricas del bloque en análisis es decir la idealización, como por ejemplo las luces de cálculo, las que están realizadas a ejes, la altura de los entresijos es la altura de la columna.

**Elementos.** Una vez idealizado la estructura se designa a cada uno de los elementos una característica con determinada sección, con los que quedan nombrados todos los elementos de la estructura.

**Restricciones.-** Se refiere a la idealización de los apoyos los que en nuestra estructura los idealizamos como apoyos empotrados en el suelo.

**Cargas.-** se colocan las cargas calculadas como se indica en los pórticos idealizados de las figuras del ítem 09.11.00, en estas se encuentran las cargas muertas, las cargas vivas y también se definen las diferentes combinaciones con las amplificaciones determinadas en el capítulo III que va a realizar el programa. También se ingresa el espectro Normalizado siguiente luego se carga para obtener la respuesta al espectro.

**Calculo Estructural.-** Se refiere al procesado del programa para obtener las diferentes respuestas que el usuario va a definir, para la que se le debe de dar los parámetros necesarios para iniciar el procesado.

**Resultados.-** Necesariamente en este paso es el que se debe de dar mayor énfasis puesto de esto resulta el diseño final, y en las que se deben de tomar diferentes decisiones: para lo que mostramos los resultados en el que se describen los envoltentes para el diseño, se verifica los desplazamientos, los giros que ha de tener la estructura en conjunto, además se puede dar una primer idea del cálculo de las áreas de acero que han de tener los elementos estructurales y con los valores máximos serán diseñados estos elementos.

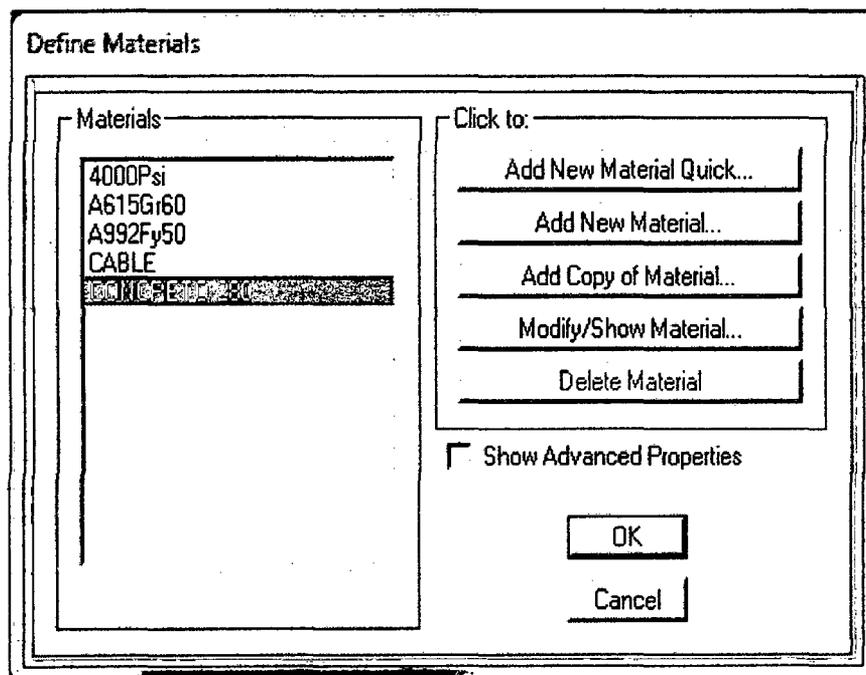


Figura 3.14 Definición de Materiales

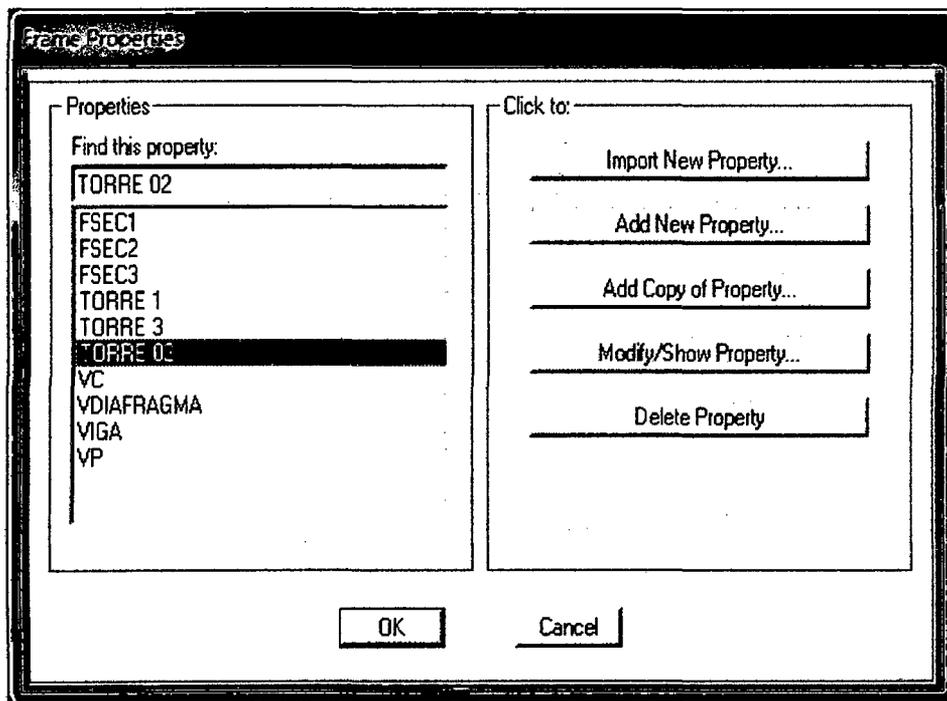


Figura 3.15 Definición de Secciones de los elementos estructurales; Torre

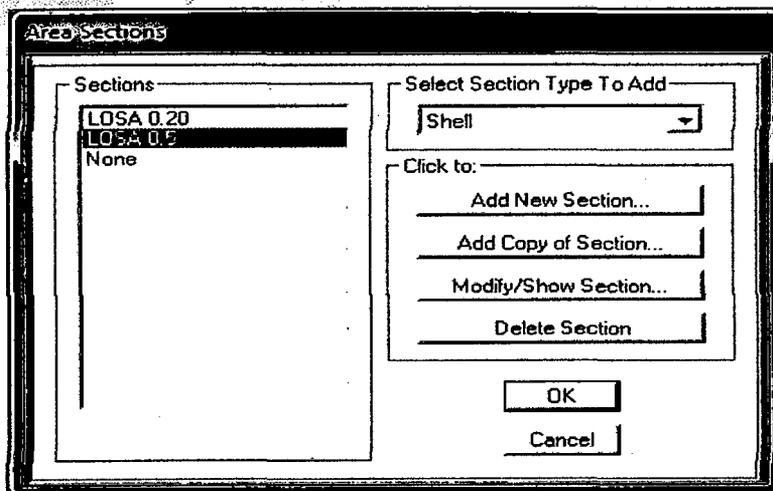


Figura 3.16 Definición de Materiales losa Maciza

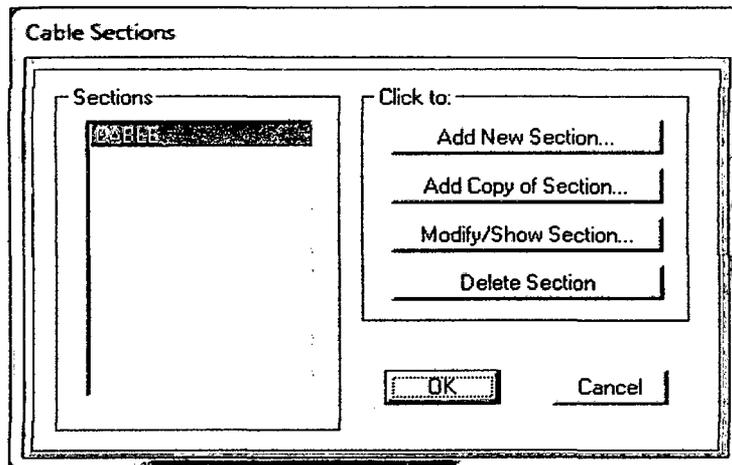


Figura 3.17 Definición de Materiales Cables (Tirantes)

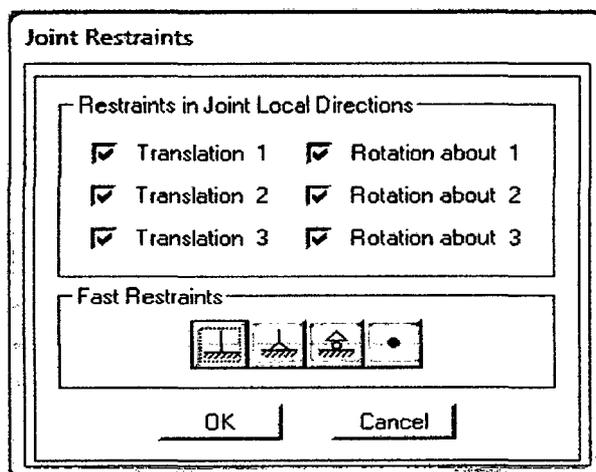


Figura 3.18 Definición de Restricciones (Apoyos)

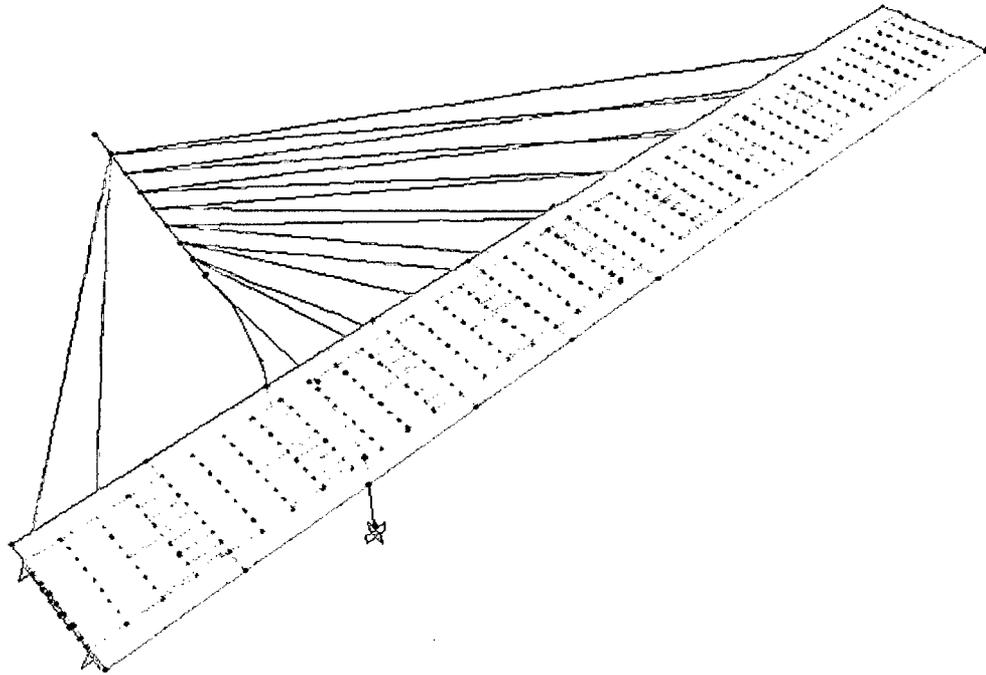


Figura 3.19 Modelamiento de la estructura en el SAP 2000 V14

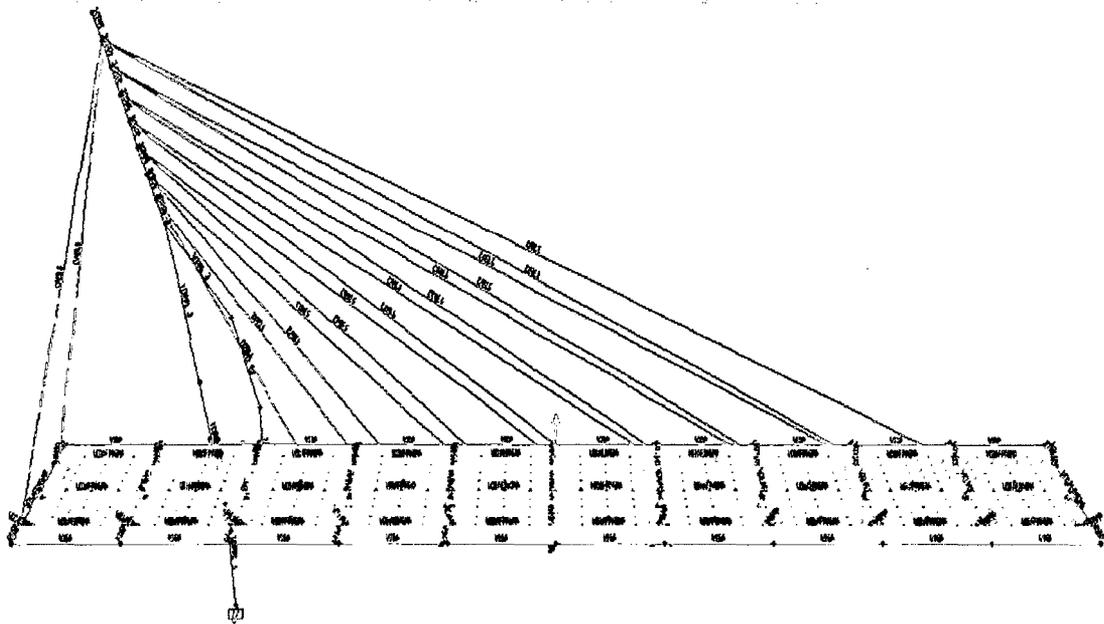


Figura 3.20, Vista Nomenclatura de los elementos estructurales

### CÁLCULO DEL ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIONES

Zona =	2	<b>SELVA</b>	Z = 0.30
Uso =	Esenciales	A	U = 1.50
Suelo =	Flexible	S3	S = 1.40
Tipo =	Regular		$T_p = 0.90 \text{ s}$
R =	3	Concreto A	$R_c = 3.00$
			$g = 9.81 \text{ m/s}^2$
<p>C : Factor de amplificación dinámica</p> $C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$			
<p><math>S_a</math>: Pseudo aceleración espectral</p> $S_a = \frac{ZUCS}{R} g$			
Cálculo del Espectro de Pseudo aceleraciones			
T	C	$S_a$	C/R
[s]		[m/s <sup>2</sup> ]	
0	2.50	5.15	0.83
0.1	2.50	5.15	0.83
0.2	2.50	5.15	0.83
0.3	2.50	5.15	0.83
0.4	2.50	5.15	0.83
0.5	2.50	5.15	0.83
0.6	2.50	5.15	0.83
0.7	2.50	5.15	0.83
0.8	2.50	5.15	0.83
0.9	2.50	5.15	0.83
1	2.25	4.64	0.75
1.1	2.05	4.21	0.68
1.2	1.88	3.86	0.63
1.3	1.73	3.57	0.58
1.4	1.61	3.31	0.54
1.5	1.50	3.09	0.50
1.6	1.41	2.90	0.47
1.7	1.32	2.73	0.44
1.8	1.25	2.58	0.42
1.9	1.18	2.44	0.39
2	1.13	2.32	0.38
2.1	1.07	2.21	0.36
2.2	1.02	2.11	0.34
2.3	0.98	2.02	0.33
2.4	0.94	1.93	0.31
2.5	0.90	1.85	0.30

Cuadro 3.19 Espectro Aceleraciones

### GRAFICA ESPECTRO ACELERACIONES

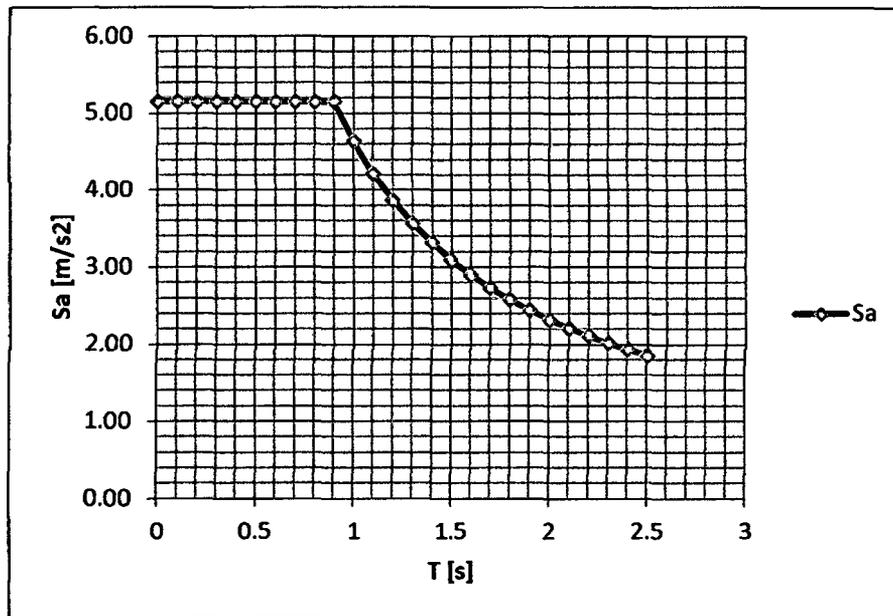


Figura 3.21, Vista Grafica espectro aceleraciones

#### 3.8.4.4 COMBINACIONES DE CARGA

**Combinaciones de carga para el diseño:**

- ✓ COMB1 = 1.4D + 1.7V
- ✓ COMB2 = 1.25D + 1.25V + 1.0 DINAMICO XX
- ✓ COMB3 = 1.25D + 1.25V1 - 1.0 DINAMICO XX
- ✓ COMB4 = 1.25D + 1.25V + 1.0 DINAMICO YY
- ✓ COMB5 = 1.25D + 1.25V1 - 1.0 DINAMICO YY
- ✓ COMB6 = 0.9D + 1.0 DINAMICO XX
- ✓ COMB7 = 0.9D - 1.0 DINAMICO XX
- ✓ COMB8 = 0.9D + 1.0 DINAMICO YY
- ✓ COMB9 = 0.9D - 1.0 DINAMICO YY
- ✓ ENVOL = Envolvente de las 09 combinaciones.

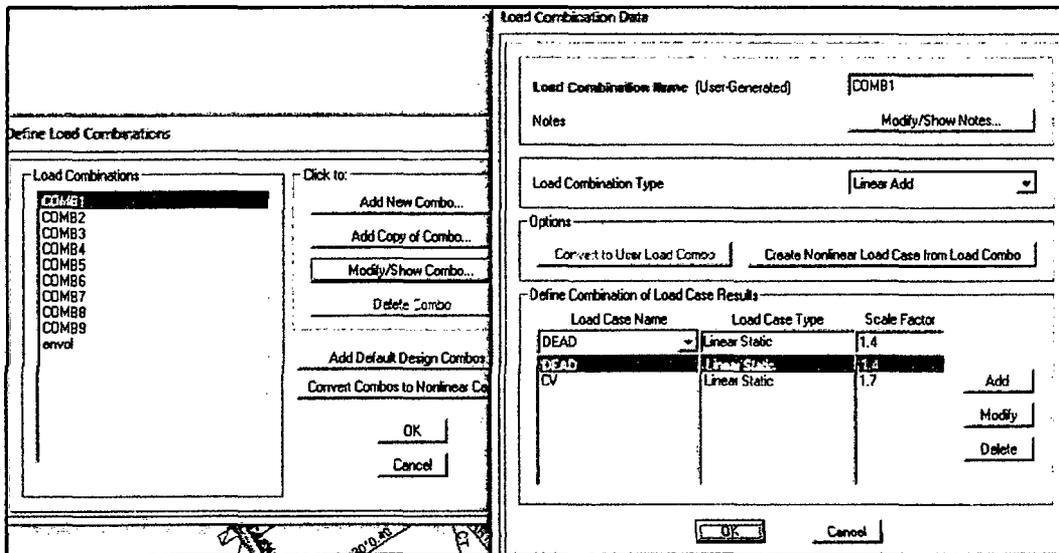
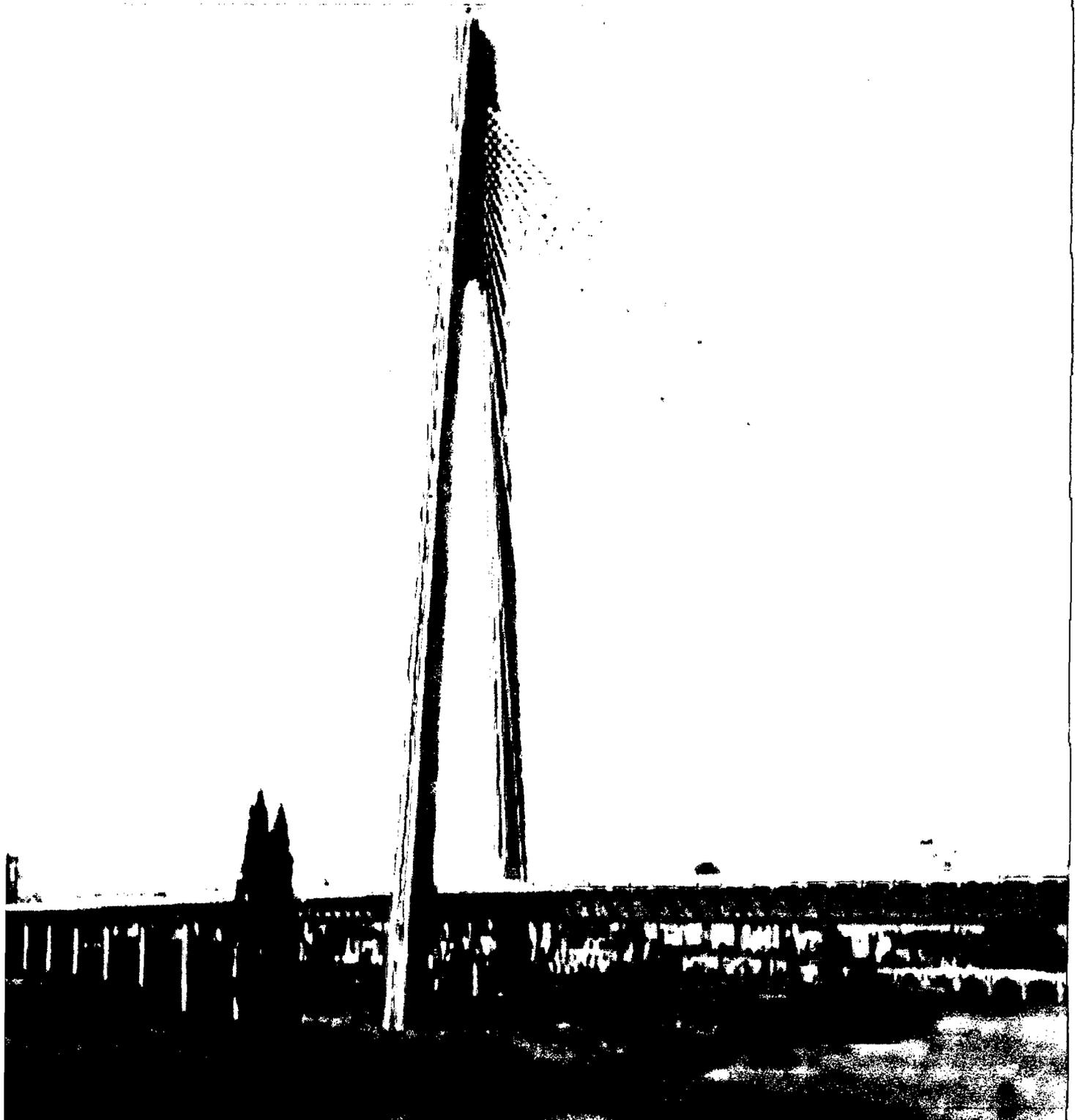


Figura 3.22, Asignación de cargas

#### 3.8.4.5 CALCULO ESTRUCTURAL.

Se refiere al procesado del programa para obtener las diferentes respuestas que el usuario va a definir, para la que se le debe de dar los parámetros necesarios para iniciar el procesado.



**Capítulo  
IV**

**Resultados**

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS

#### 4.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Necesariamente en este paso es el que se debe de dar mayor énfasis puesto de esto resulta el diseño final, y en las que se deben de tomar diferentes decisiones: para lo que mostramos los resultados en el que se describen los envolventes para el diseño, se verifica los desplazamientos, los giros que ha de tener la estructura en conjunto, además se puede dar una primer idea del cálculo de las áreas de acero que han de tener los elementos estructurales y con los valores máximos serán diseñados estos elementos.

Los resultados que se presentan a continuación fueron diseñados y calculados con el programa SAP 2000 V.14. El diseño fue enmarcado de acuerdo a las normas de diseño de puentes según el manual de diseño de puentes del ministerio de transportes y comunicaciones.

Los resultados mostrados son de acuerdo al análisis realizado con el programa SAP 2000, con la inclusión de diafragma por lo que los desplazamientos en los nudos de acuerdo al análisis; los diafragmas rígidos se usan para uniformizar el desplazamiento horizontal de todos los elementos de un piso o nivel, de tal manera que el sistema de la losa del puente se mueva como una membrana indeformable en el plano.

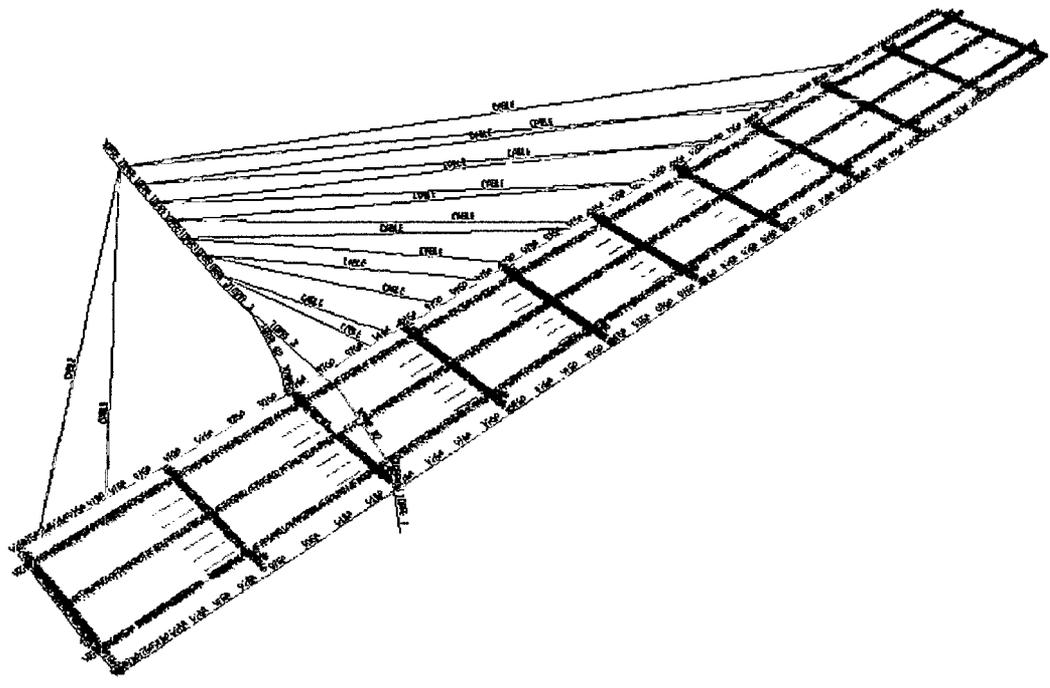


Figura 4.1, Análisis dinámico del tablero

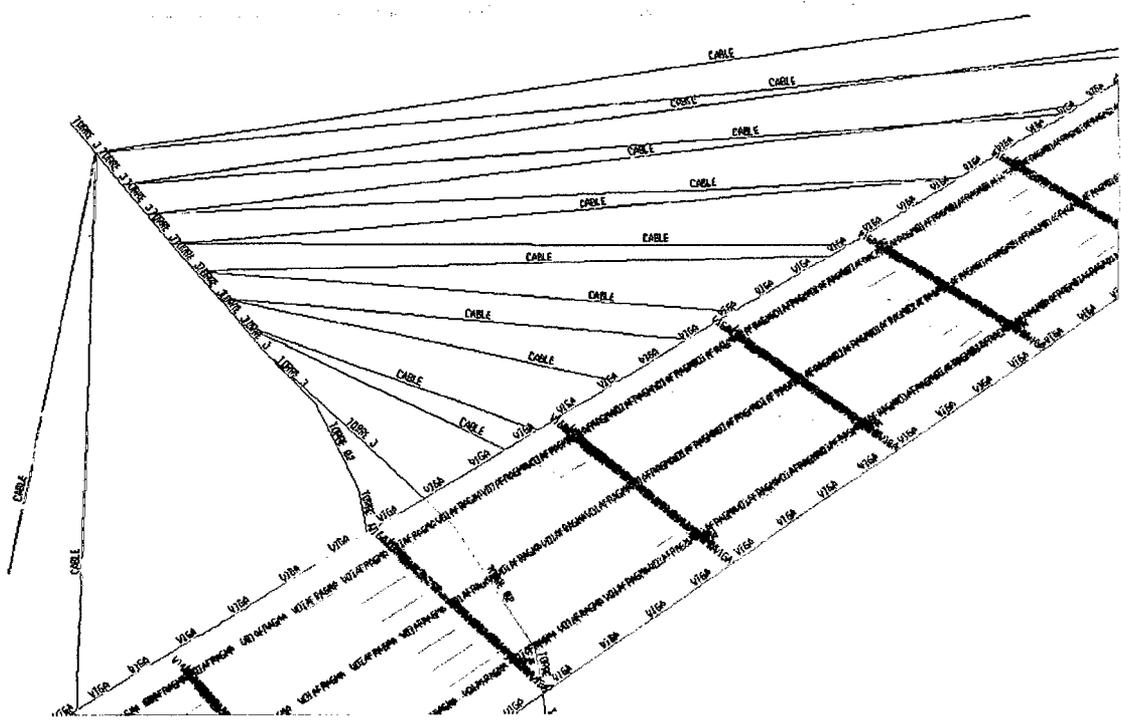


Figura 4.2, Resultados de los análisis de tirantes

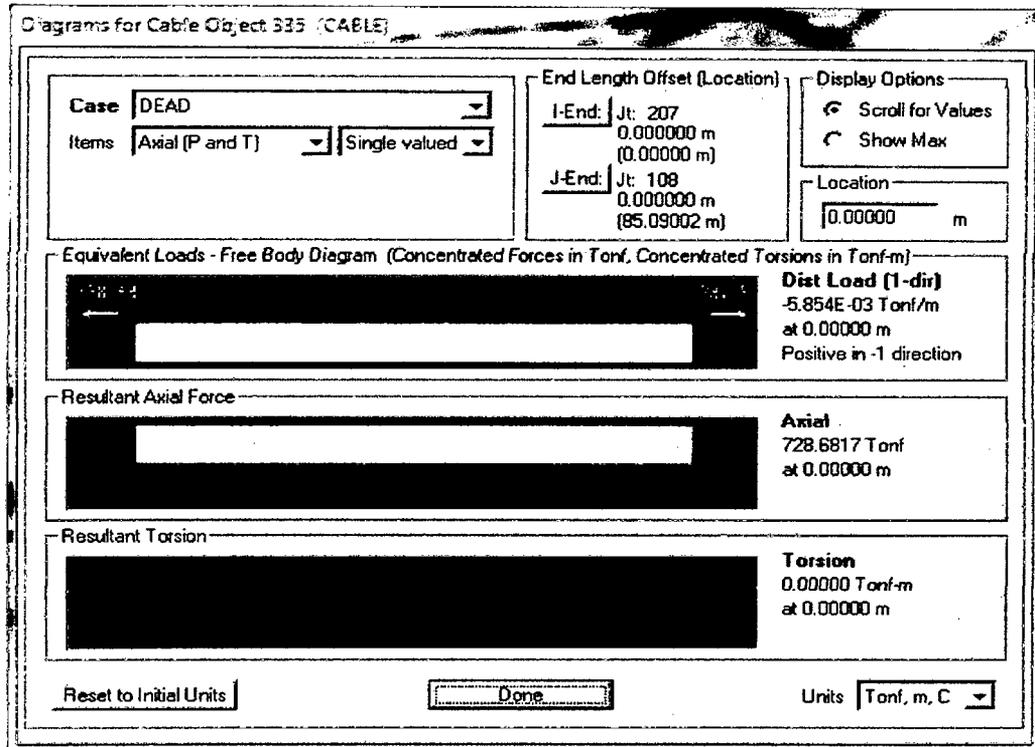


Figura 4.3, resultado de fuerza de unos de los tirantes

RESULTADO DE FUERSAS DEL SAP200		
TIRANTE	FUERZA A TRACCION	UNIDAD
1	728.68	Ton
2	647.22	Ton
3	566.92	Ton
4	309.86	Ton
5	259.9	Ton
6	210.72	Ton
7	101.07	Ton
8	1115.92	Ton

Cuadro 4.1 Resultado de las fuerzas de los tirantes

CALCULO DE SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS TIRANTES					
TIRANTE	FUERZA A TRACCION	Esfuerzo a Traccion F.C kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo a Traccion C.A kg/cm <sup>2</sup>	Area Con Refuerzo de Fibra de Carbono cm <sup>2</sup>	Area Con Refuerzo de cable de acero cm <sup>2</sup>
1	728.68 ton	2457.70	1100.00	296.49 cm <sup>2</sup>	662.44 cm <sup>2</sup>
2	647.22 ton	2457.70	1100.00	263.34 cm <sup>2</sup>	588.38 cm <sup>2</sup>
3	566.92 ton	2457.70	1100.00	230.67 cm <sup>2</sup>	515.38 cm <sup>2</sup>
4	309.86 ton	2457.70	1100.00	126.08 cm <sup>2</sup>	281.69 cm <sup>2</sup>
5	259.90 ton	2457.70	1100.00	105.75 cm <sup>2</sup>	236.27 cm <sup>2</sup>
6	210.72 ton	2457.70	1100.00	85.74 cm <sup>2</sup>	191.56 cm <sup>2</sup>
7	101.07 ton	2457.70	1100.00	41.12 cm <sup>2</sup>	91.88 cm <sup>2</sup>
8	1115.92 ton	2457.70	1100.00	454.05 cm <sup>2</sup>	1014.47 cm <sup>2</sup>

Cuadro 4.2 Calculo de la sección transversal de los tirantes

ANALISIS DE COSTOS DE CABLES										
TIRANTE	Area Seccion F.C	Area Seccion F.C	Densidad F.C kg/m <sup>3</sup>	Densidad C.A kg/m <sup>3</sup>	Peso kg/m F.C	PesoXml F.C	Costo Unt. por Kg (F.C)	Costo Unt. por Kg (C.A)	Costo Por/ ml Cable F.C (\$)	Costo Por/ ml Cable F.C (\$)
1	296.49cm <sup>2</sup>	662.44cm <sup>2</sup>	1770	7851	52.47848	520.079	50.25	5.56	2,637.04	2,891.64
2	263.34cm <sup>2</sup>	588.38cm <sup>2</sup>	1770	7851	45.61185	461.939	50.25	5.56	2,342.25	2,568.38
3	230.67cm <sup>2</sup>	515.38cm <sup>2</sup>	1770	7851	40.82876	404.626	50.25	5.56	2,051.65	2,249.72
4	126.08cm <sup>2</sup>	281.69cm <sup>2</sup>	1770	7851	22.31567	221.156	50.25	5.56	1,121.36	1,229.62
5	105.75cm <sup>2</sup>	236.27cm <sup>2</sup>	1770	7851	18.71762	185.498	50.25	5.56	940.56	1,031.37
6	85.74cm <sup>2</sup>	191.56cm <sup>2</sup>	1770	7851	15.17575	150.397	50.25	5.56	762.58	836.21
7	41.12cm <sup>2</sup>	91.88cm <sup>2</sup>	1770	7851	7.278915	72.1364	50.25	5.56	365.77	401.08
8	454.05cm <sup>2</sup>	1014.47cm <sup>2</sup>	1770	7851	80.36694	796.463	50.25	5.56	4,038.44	4,428.33

Cuadro 4.3 Análisis de Costos de Cables

COSTO PROMEDIO POR METRO LINEAL DE LOS TIRANTES DE DISEÑO	
Cables de Fibras de Carbono	1,782.46 \$/ml
Cables de Acero	1,954.54 \$/ml

Ahorro por metro lineal= 172.09 \$

Porcentaje de Beneficio del Proyecto

Beneficio= 8.80%

## 4.2. DISCUSIONES

En este punto de la tesis se trata de conjugar toda la experiencia ganada a lo largo del trabajo de investigación, tratando de dar respuestas a los interrogantes surgidos a lo largo del estudio por lo que es necesario plantear algunas preguntas para poder encaminar las discusiones finales. A continuación se plantean las principales cuestiones mencionadas.

a. **¿Cómo desarrollar el diseño estructural de puentes atirantados con refuerzo de fibras de carbono para una luz de 120m. En zonas de altos grados de corrosión?**

El desarrollo experimental del diseño de puentes atirantados de luz de 120.00m se determinó con el programa SAP 2000 V.14, por otra parte el refuerzo de los tirantes consta de cables de fibras de carbono, asiendo este material sumamente resistente en zonas de alto grado de corrosión.

De la misma manera se desarrolló un modelo estructural de la superestructura del puente con refuerzo de tirantes con cables de acero.

En ambos modelamientos matemáticos, se tomó en cuenta las normas de diseño de puentes del ministerio de transportes y comunicaciones, así mismo se tomó en cuenta las normas del reglamento de edificaciones E.030b (diseño sismo resistente).

b. **¿Cuáles son las ventajas del refuerzo de fibras de carbono con respecto a los refuerzos con cables estructurales?**

De acuerdo a la investigación que se vino realizando de las propiedades físico químicas de estos materiales, tanto de los cables de fibras de carbono y los cables de acero, el esfuerzo de tracción de las fibras de carbono es casi 3 veces

mayor que de los cables de acero estructural, y 4.5 veces menos en peso, haciéndolo a este material más propicio para el diseño de puentes atirantados.

Las características de estos materiales es uno de las propiedades físico químicas.

Del análisis de costo unitarios de tirantes, cabe mencionar que el área de la sección transversal de los cables con fibras de carbono, se observa una diferencia promedio de 25.6% en referencia a las secciones transversales de los tirantes con cables de acero estructural.

Por consecuente debido a la inferioridad del área de la sección de los tirantes con fibras de carbono, se obtuvo un promedio de \$172.09 dólares por metro lineal, proporcionando un beneficio de 8.80%

## CONCLUSIONES

- ❖ Los cables de fibras de carbono tienen una resistencia a la tracción de 2,457.7 kg/cm<sup>2</sup>, siendo casi 3 veces superior a los cables de acero, y su densidad es 4,5 veces menor. Asíéndolo esto un material más propicio y con mayores beneficios para refuerzo de puentes atirantados.
- ❖ La flexión local, que es la debida a la distancia entre los apoyos generados por los tirantes de fibras de carbono es insignificante más resistente respecto a la flexión que se produce por la deformación de tirantes de acero estructural, esto gracias a su gran resistencia a los esfuerzos de tracción que presenta las fibras de carbono.
- ❖ Los puentes atirantados con tirantes de fibras de carbono son más económicos respecto a los puentes con tirantes con cables de acero, puesto que en el análisis de costo por metro lineal origina un ahorro de 172.09 dólares, dando un beneficio de 8.80%
- ❖ Los cables de atirantamiento se pueden organizar de diversas formas dentro de cada uno de los haces ya sea el borde del tablero, o un solo plano situado en su eje. Los cables de retención son los que evitan los movimientos en la cabeza del pílón, además de disminuir en gran porcentaje la deflexión que puede presentarse en el tablero.
- ❖ Las torres, son la parte más importante dentro de la estructura de los puentes atirantados, ya que estos son los que van a soportar toda la carga que se ha de distribuir del tablero a los cables y estos al pílón o torres. La altura de las torres está en función de la luz libre que tendrá el tablero entre sus puntos de apoyo.
- ❖ El tablero es muy importante dentro del esquema resistente básico de la estructura del puente atirantado ya que va a resistir las componentes horizontales que le transmiten los tirantes.

- ❖ El tablero cumplirá la función de transmitir todas las cargas que vayan a este hacia a los cables y estos a su vez hacia el pilón.
- ❖ Investigaciones teóricas han mostrado que la rigidez y la estabilidad aerodinámica de los puentes suspendidos pueden ser altamente incrementados gracias al uso de sistemas de pretensado. Debido a espacios muy grandes que existen entre cable y cable, el tablero debe tener el peso y la rigidez necesaria para que no existan problemas de flexión.
- ❖ El escoger un sistema de cables múltiples con espacios pequeños entre estos, facilita enormemente la erección del puente y permite diseñar vanos con mayores luces.
- ❖ La realización de pilones muy rígidos, disminuyen los momentos longitudinales debido a cargas vivas.
- ❖ Los anclajes de retención, deben estar colocados por lo menos a la mitad de la longitud de la luz libre del puente.
- ❖ Los momentos torsionales que afectan a los puentes de un solo plano de cables está sujeto a contrarrestarse por medio del uso de un tablero muy rígido y cables colocados a espacios muy cortos.

## RECOMENDACIONES

- ❖ Se recomienda para próximos trabajos e investigaciones de mayor alcance, para un proyecto real que este comenzando o iniciando, es decir para condiciones reales con presupuestos y plazos de tiempo, realizar una comparación entre los dos procedimientos. Con la comparación se busca establecer, en igualdad de condiciones, cuál de los dos sería el más conveniente en aspectos como velocidad de ejecución, economía, rendimientos y calidad.
- ❖ Así mismo se recomienda dar un mayor énfasis en las investigaciones basados a últimos descubrimientos y tecnológicos, las cuales serán de mayor aporte al desarrollo de nuestra nación tanto económico político y social.
- ❖ Así mismo se podría plantear la presentación de un proyecto de construcción por el método de avance en voladizo con dovelas prefabricadas, de un puente en Colombia con el fin de tener el ejemplo de un caso real y factible de construir.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### A: BIBLIOGRAFÍA:

1. AVELINO F. SAMARTIN QUIROGA (1983) **“Cálculo de Estructuras de Puentes de Hormigón”**. Madrid: FUR S.A; 383 pp.
2. A.A.S.H.T.O. (1989), **“Guide Specifications for Design and construction of Segmental Concrete Bridges”**, Washington, 1989.
3. A.T.E.P., (1970), **“Puente sobre el rio Almarail, Soria”**, Realizaciones españolas, Madrid 1970, pp. 4-5.
4. ACI 318-77., 1977, **“Building Code Requirements for Reinforced Concrete”**, American Concrete Institute, Detroit, 1977.
5. AIRE, C., 2002, **“Estudio Experimental del comportamiento del hormigón de confinada sometido a compresión”**, ETSECCPB Universidad Politécnica de Cataluña (UPC).
6. ALARCON, A., RAMOS, G., CASA, J. R., 1999, **“Reparación y refuerzo de puentes de dovelas con fibras de carbono”**, Comunicaciones del 1er Congreso de ache, Sevilla, España, pp. 497-505.
7. ALARCON, A., RAMOS, G., CASA, J. R., 2001, **“Characterization of CPRPs for strengthening segmental structures”** Preceedings of Composites in Construction CCC2001, Oporto, Portugal, pp. 547-551.
8. APARICIO, A.C. y RAMOS, G., 1993, **“Estado actual de la técnica del pretensado exterior aplicada a puentes de carretera”**, MOPTMA, Madrid, 1993.
9. APARICIO, A.C., 1995, **“Presente y futuro de los puentes con pretensado exterior”**, Cemento hormigón n° 748, IECA, Barcelona, Agosto 1995, pp. 840-865.
10. APARICIO, A.C. y RAMOS, G., CASAS, J. R., GOMEZ, D., 1998 **“Ensayos a rotura de vigas de hormigón con pretensado exterior”**, Primera parte: vigas isostáticas, Hormigón y Acero, n° 209, Madrid, 1998.

11. BARROS, J., FORTES, A., CRUZ, J., 2002, **“Concrete Beams Reinforced with Carbon Laminate Strips Bonded into Slits”**, V Congreso de Métodos Numéricos en Ingeniería, SEMNI, Madrid, pp. 209.
12. BRITO, M., 1986, **“Caracterização do comportamento dos plásticos reforçados com vista a aplicações estruturais”**, LNEC, Departamento de materiais de construção, núcleo de cerâmica e plásticos, Proc. 23/11/7460, Vols. I, II e III, Outubro, Lisboa.
13. DOS SANTOS, A. C., 2002, **“Study of the bond failure between carbon fibers and concrete under shear”**, ETSECCPB, Universidad Politécnica de Cataluña (UPC)
14. EH-91, 1991, **“Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado”**, Comisión Permanente del Hormigón, Ministerio de Fomento, Madrid.
15. EUROCÓDIGO 2, 1996, **“UNE-ENV 1992-1-5 Reglas generales estructuras con tendones de pretensado exteriores o no adherentes”**, AENOR, Abril, 1996.
16. FREYSSINET, 1998, **“Refuerzo del hormigón por encolado de tejido de fibras de carbono procedimiento TFC”**, Pliego de cláusulas técnicas, Freyssinet, Francia.
17. GOMEZ, D., 1995, **“Ensayos a rotura de vigas de hormigón con pretensado exterior”**, tesina de especialidad, trabajo de investigación bajo la supervisión de Aparicio A. C., E.T.S. Ingenieros de Caminos de Barcelona, UPC, Barcelona, España.
18. HAHN, H. T., & KIM, R. Y., 1978, **“Swelling of composite laminates”**, Advanced composite materials environmental effects. J. R. Vinson, cd., ASTM-

- STP 658, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 98-130.
19. HILTI, 2002, **“Manual Técnico de Anclajes”**, Hilti Española, S.A., Madrid, España, pp. 251-271.
  20. JUVANDES, L., 1998, **“Comportamento experimental de vigas de betão armado reforçadas com laminados de CFRP”**, 1º relatório experimental, Faculdade de Engenharia de Universidade do Porto (FEUP), DECivil, Porto, May, pp. 164.
  21. LANDA, G., 2002, **“Estudio experimental sobre el refuerzo a cortante de estructuras de hormigón mediante materiales compuestos”**, Tesis doctoral, ETSECCPB, Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), Febrero, Barcelona, España.
  22. LARSSON, F., 1988, **“The effect of ultraviolet light on mechanical properties of Kevlar 49 composites”**, Environmental effects on composite materials. G. Springer, cd., Technomic Publishing Co., pp. 132-35.
  23. MAEDA, T., ASANO, Y., SATO, Y., UEDA, T., AND KAKUTA, Y., 1997, **“A Study on Bond Mechanism of Carbon Fiber Sheet”**, Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Vol. 1, Japan Concrete Institute, Japan, pp. 279-286.
  24. MEIER, U., 1992, **“Carbon fiber-reinforced polymers: Modern materials in bridge engineering”**, Structural Engineering Int., 2(1), pp. 7-12.
  25. MEIER, U., 1995, **“Strengthening of structures using carbon fiber/epoxy composites”**, Constr. And Build. Mat., 9(6), pp. 341-351.
  26. MONTEIRO, L. y GOMES, A., 1996, **“Reforço á flexão de vigas de betão**

- armado-modelos de dimensionamiento e verificação de segurança”,** Betão Estrutural 1996, 6º Encontro Nacional do Grupo Português de Pré-esforçado, LNEC, Novembro, pp. 2,161-2,174.
27. NSAMBU, R. & GOMES, A., 1998, **“Ensaaios experimentais de vigas de betão armado reforçadas à flechazo com adição de laminado de fibras de carbono”**, actas das Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, JPEE 98, LNEC, Lisboa, Novembro, pp. 469-478.
28. POULSEN, E., JENSEN, A. P. & OTTOSEN, C., 1997, **“On the anchorage to concrete of Sika Carbodur CFRP strips with particular reference to anchorage devices”**, US-Canada-Europe Workshop on Bridge Eng., Dubendorf, Zurich, Swiss, July.
29. ROSTASY F. S., 1998, **“Assesment of suitability of CRP plates from the S&P CRP system for use as adhesive-bonded reinforcement to strengthen concrete constructional elements and bases of assessment for their general approval by the construction supervisory authorities”**, expert opinion no. 98/0322, S&P Reinforcement, TU Braunschweig.
30. SALAVERRÍA, J., CASAS, J. R., 1998, **“Aramid fibers used for bridge repair and strengthening”**, Symposium on Long-span and high-rise structures, Kobe, Japan, pp. 381-382.
31. SALAVERRÍA, J., CASAS, J. R., RAMOS, G., APARICIO, A. C., 1999, **“Refuerzo a flexión de puentes mediante encolado de bandas flexibles de fibra de carbono. Verificación experimental”**, Jornadas sobre nuevas técnicas de evaluación estructural, rehabilitación y refuerzo de estructuras, Madrid, España, pp. 187-197.
32. SALAVERRÍA, J., CASAS, J. R., RAMOS, G., APARICIO, A. C., 1999<sup>a</sup>, **“Refuerzo a flexión de puentes mediante pretensado exterior y encolado de bandas rígidas de aramida. Verificación experimental”**, Jornadas sobre

nuevas técnicas de evaluación estructural, rehabilitación y refuerzo de estructuras., Madrid, España, pp. 199-208.

33. THOMPSON, M. K., 2004, **“Measured Behavior of a Balanced Cantilever Erected Curved Segmental Concrete Bridge”**, Master Thesis, The University of Texas at Austin, May, 2004.
34. ZARNIC R., GOSTIC S., BOSILJKOV V. and BOKAN-BOSILJKOV V., 1999, **“Improvement of Bending Load-Bearing Capacity by Externally Bonded Plates”**, Proc. Creating with Concrete, Ed. Dhir R.K. and Henderson N.A., Telford Pub., London, pp. 433-442.
35. ZIRIBA, & N., BALUCH, M. H., BASUNBAL, I. A., SHARIF, A. M., AND AL-SULAIMANI, G. J., 1994, **“Guidelines toward the design of reinforced concrete beams with external plates”**, ACI Struct. J., 91(6), pp. 639-646.

#### **B: PÁGINAS WEB:**

1. Diseño de puentes de concreto reforzado:  
<http://www.new-technologies.org/ECT/Civil/civil.htm>
2. “Concreto reforzado en estructuras de puentes sección dovelas”, dirección:  
<http://www.tdx.cat/handle/10803/6153;jsessionid=3A71578A3BFF212BBAA72F5952EAC8B4.tdx1> , fecha de consulta: 27 de mayo del 2011.
3. **“Refuerzo de puentes con fibras de carbono”**, disponible en:  
<http://www.monografias.com/trabajos11/shtml.101k> , fecha de consulta: 26 de junio del 2011.

#### **C. BASES DE DATOS (CD):**

1. VII Congreso Peruano de Diseño de Puentes“ Ing. JAVIER PULGAR VIDAL”, Tomo I, Mayo del 2010.