

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES EN EL ANÁLISIS Y
DISEÑO DE PUENTES COLGANTES**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

EVERTH JOHN AMPUERO ALATA

Lima- Perú

2012

ÍNDICE	1
RESUMEN	4
LISTA DE CUADROS	5
LISTA DE FIGURAS	6
LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS	9
INTRODUCCIÓN	11
CAPÍTULO I. GENERALIDADES	12
1.1 OBJETIVO Y ALCANCES	12
1.2 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO	12
1.3 CARACTERÍSTICAS	12
1.4 RESEÑA HISTÓRICA	13
1.5 NORMATIVIDAD DE PUENTES	17
CAPÍTULO II. ELEMENTOS DE UN PUENTE COLGANTE	20
2.1 LOS CABLES	20
2.1.1 Definición de términos	20
2.1.2 Propiedades estructurales de los cables	22
2.1.3 Protección contra la corrosión	24
2.2 LAS PÉNDOLAS	27
2.3 LA VIGA DE RIGIDEZ	28
2.4 TORRES DE PUENTES COLGANTES	32
CAPÍTULO III. ESTUDIO ANALÍTICO DE PUENTES COLGANTES	34
3.1 HIPÓTESIS Y RELACIONES BÁSICAS PARA EL ANÁLISIS	34
3.1.1 Relación entre fuerzas en el cable	34
3.1.2 Cable con apoyos al mismo nivel, sometido a una carga uniformemente repartida en proyección horizontal	37
3.1.3 Cable con apoyos a distinto, sometido a una carga uniformemente repartida en proyección horizontal	39
3.1.4 Cable con apoyos al mismo nivel, sometido a una carga uniformemente repartida a lo largo del cable	40
3.2 ANÁLISIS PRELIMINAR EN BASE A LA TEORÍA DE LA DEFLEXIÓN	44

3.2.1	Ecuación básica de la viga de rigidez	45
3.2.2	Ecuación de compatibilidad para el cable	49
3.2.3	Solución de las ecuaciones fundamentales	53
3.3	DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS A UTILIZAR EN EL MODELAMIENTO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL	56
3.3.1	El elemento FRAME	56
3.3.2	Nudos de conectividad	57
3.3.3	Grados de libertad	57
3.3.4	Sistemas de coordenadas locales	57
3.3.5	Propiedades de sección	59
3.3.6	Propiedades del material	59
3.3.7	Tipos de carga sobre el elemento FRAME	59
3.3.8	Análisis de estructuras con cables	60
	CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	62
4.1	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	62
4.1.1	Características del proyecto	62
4.1.2	Normas técnicas y especificaciones para el análisis y diseño Estructural	62
4.1.3	Materiales	63
4.1.4	Descripción de la estructura y dimensionamiento preliminar	63
4.2	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DEL PUENTE	67
4.3	ANÁLISIS ESTRUCTURAL SEGÚN LA TERORÍA DE LAS DEFLEXIONES	70
4.3.1	Metrado de cargas	71
4.3.2	Cálculo de la tensión máxima en el cable principal	75
4.3.3	Cálculo del momento flector en la viga de rigidez	82
4.3.4	Cálculos de los cortantes totales en la viga de rigidez	88
4.4	ANÁLISIS UTILIZANDO SOFTWARE ESPECIALIZADO	90
4.4.1	Análisis en base a etapas constructivas	91
4.4.2	Resultados del modelo estructural	97
4.4.3	Comparación de resultados	100
4.5	VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON ESPECIFICACIONES AASHTO LRFD	101

CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	115
5.1 CONCLUSIONES	115
5.2 RECOMENDACIONES	116

BIBLIOGRAFÍA	117
---------------------	-----

ANEXOS

RESUMEN

El tema de la presente tesis comprende la aplicación de una metodología para el análisis preliminar de puentes colgantes, cuyos resultados serán comparados con el análisis utilizando un método más elaborado como es el método de los elementos finitos a través de un programa de cómputo especializado, el mismo que presenta la opción de realizar el análisis no lineal geométrico siguiendo el proceso constructivo.

La metodología fue desarrollada por Gregor P. Wollmann, en su artículo publicado en el Journal of Bridge Engineering, Vol. 6, N° 4, julio/agosto de 2001 de la American Society of Civil Engineers (ASCE). En dicho artículo se revisa la derivación de la ecuación fundamental del análisis de puentes suspendidos basado en la teoría de la deflexión. Para la solución de esas ecuaciones, se presenta un método práctico que puede ser implementado en programas comercialmente disponibles para análisis matemático o para casos simples en programas de hoja de cálculo.

El método toma ventaja de la analogía entre una viga suspendida y una viga bajo tensión. Una tabla con soluciones analíticas para los problemas de viga bajo tensión se presenta para casos de carga aplicables al análisis de puentes colgantes.

El empleo de programas comerciales de cálculo estructural para resolver diferentes configuraciones o tipologías de puentes, cada vez más complejos, requiere de un entendimiento preliminar en forma cualitativa de los resultados a obtener en los elementos principales de la estructura, lo cual logramos al utilizar el método descrito líneas arriba.

LISTA DE CUADROS

CUADRO N° 1-1:	Puentes colgantes más grandes del mundo	13
CUADRO N° 2-1:	Comparación entre el esfuerzo último nominal y el esfuerzo admisible a tensión para varios tipos de cables	23
CUADRO N° 2-2:	Módulos mínimos de elasticidad de torones y cables estructurales preestirados	24
CUADRO N° 2-3:	Comparación entre el torón y el cable estructurado	24
CUADRO N° 2-4:	Dimensiones características de puentes colgantes en el Perú	32
CUADRO N° 3-1:	Ecuaciones para la viga con tensión axial (adaptación de Pateasen (1993) y Rubión y Vogel (1982))	51
CUADRO N° 4-1:	Deflexión en la viga de rigidez e integración numérica (Posición de carga 1)	80
CUADRO N° 4-2:	Deflexión en la viga de rigidez e integración numérica (Posición de carga 2)	80
CUADRO N° 4-3:	Deflexión en la viga de rigidez e integración numérica (Posición de carga 3)	80
CUADRO N° 4-4:	Deflexión en la viga de rigidez e integración numérica	84

LISTA DE FIGURAS

FIGURA N° 1-1:	Puente colgante sobre el río Apurímac	10
FIGURA N° 1-2:	Elementos de un puente colgante	12
FIGURA N° 1-3:	Puente colgante del Menai, Gales, 1826	14
FIGURA N° 1-4:	Puente colgante de Clifton, Inglaterra, 1864	14
FIGURA N° 1-5:	Puente colgante Golden Gate, San Francisco, 1937	15
FIGURA N° 1-6:	Puente colgante Severn, Inglaterra, 1966	16
FIGURA N° 1-7:	Detalles del puente Severn	17
FIGURA N° 2-1:	Tipos de cables usados para tirantas	20
FIGURA N° 2-2:	Tipos de torones	21
FIGURA N° 2-3:	Configuración de torón y cable estructural	21
FIGURA N° 2-4:	Puente de Angostura, 1967	26
FIGURA N° 2-5:	Péndola formada por un cordón (Ryall MJ)	27
FIGURA N° 2-6:	Péndola formada por dos cordones (Ryall MJ)	28
FIGURA N° 2-7:	Dimensiones de anclaje con pasador	29
FIGURA N° 2-8:	Tablero de sección cajón (Ryall MJ)	30
FIGURA N° 2-9:	Viga de rigidez reticulada	31
FIGURA N° 3.1:	Relaciones entre fuerzas en el cable	34
FIGURA N° 3-2:	Cable con apoyos al mismo nivel, sometido a una carga uniformemente repartida a lo largo del cable	41
FIGURA N° 3-3:	Geometría del cable	45
FIGURA N° 3-4:	Cargas en el cable y en la viga	47
FIGURA N° 3-5:	Analogía de una viga a tensión	48
FIGURA N° 3-6:	Ecuaciones de compatibilidad para el cable	52
FIGURA N° 3-7:	Ecuaciones de compatibilidad para el cable	52
FIGURA N° 3-8:	Aproximación para du/dx	52
FIGURA N° 3-9:	Idealización de puentes suspendidos	53
FIGURA N° 3-10:	Grados de libertad en nudos	57
FIGURA N° 3-11:	El elemento FRAME	58
FIGURA N° 4-1:	Sección transversal del puente colgante El Triunfo	65
FIGURA N° 4-2:	Idealización del puente	66
FIGURA N° 4-3a:	Subsistema K de la sobrecarga vehicular HL'93	74
FIGURA N° 4-3b:	Subsistema M de la sobrecarga vehicular HL'93	74
FIGURA N° 4-4:	Ubicación de la sobrecarga vehicular para el máximo	

	efecto	74
FIGURA N° 4-5:	Extracto de la Figura N° 3-1: Ecuación para la viga con tensión axial	79
FIGURA N° 4-6:	Extracto de la Figura N° 3-1: Ecuación para la viga con tensión axial	85
FIGURA N° 4-7:	Extracto de la Figura N° 3-1: Ecuación para la viga con tensión axial	86
FIGURA N° 4-8:	Inicio del proceso CONSTRUCCIÓN 1 – Paso 1	91
FIGURA N° 4-9:	Proceso CONSTRUCCIÓN 1 – Paso 2	92
FIGURA N° 4-10:	Proceso CONSTRUCCIÓN 1 – Paso 3	92
FIGURA N° 4-11:	Proceso CONSTRUCCIÓN 1 – Paso 4	92
FIGURA N° 4-12:	Proceso CONSTRUCCIÓN 1 – Paso 5	92
FIGURA N° 4-13:	Proceso CONSTRUCCIÓN 1 – Paso 6	93
FIGURA N° 4-14:	Proceso CONSTRUCCIÓN 1 – Paso 7	93
FIGURA N° 4-15:	Proceso CONSTRUCCIÓN 1 – Paso 8	93
FIGURA N° 4-16:	Proceso CONSTRUCCIÓN 1 – Paso 9	93
FIGURA N° 4-17:	Proceso CONSTRUCCIÓN 1 – Paso 10	94
FIGURA N° 4-18:	Proceso CONSTRUCCIÓN 1 – Paso 11	94
FIGURA N° 4-19:	Proceso CONSTRUCCIÓN 1 – Paso 12	94
FIGURA N° 4-20:	Inicio del proceso CONSTRUCCIÓN 2 – Paso 1	94
FIGURA N° 4-21:	Proceso CONSTRUCCIÓN 2 – Paso 2	95
FIGURA N° 4-22:	Proceso CONSTRUCCIÓN 2 – Paso 3	95
FIGURA N° 4-23:	Análisis secuencial en el proceso CONSTRUCCIÓN 1	95
FIGURA N° 4-24:	Análisis secuencial en el proceso CONSTRUCCIÓN 2	96
FIGURA N° 4-25:	Diagrama de fuerzas axiales por sobrecarga vehicular en la estructura	97
FIGURA N° 4-26:	Fuerza axial en el cable por sobrecarga vehicular	97
FIGURA N° 4-27:	Fuerza axial en la brida inferior de la viga de rigidez por sobrecarga vehicular	98
FIGURA N° 4-28:	Fuerza axial en la brida superior de la viga de rigidez por sobrecarga vehicular	98
FIGURA N° 4-29:	Fuerza axial en la montante de la viga de rigidez por sobrecarga vehicular	99
FIGURA N° 4-30:	Fuerza axial en la diagonal de la viga de rigidez por sobrecarga vehicular	99

LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS

- E_c, A_c = Rigidez axial del cable de suspensión.
 EI = Rigidez a la flexión de la viga de rigidez.
 f = Flecha del cable bajo carga muerta en el centro del tramo.
 g = Carga muerta uniformemente distribuida.
 H_g = Componente de la fuerza horizontal en el cable debido a carga muerta.
 H_p = Componente de la fuerza horizontal en el cable debido a carga viva.
 N = Componente de la fuerza total horizontal en el cable.
 k = Rigidez de la torre.
 L_c, L_T = Parámetros del cable.
 l = Longitud del tramo.
 $M, \Delta M$ = Momento de flexión de la viga de rigidez.
 P = Carga concentrada.
 p = Carga viva.
 q = Carga general distribuida.
 s = Fuerza distribuida en las péndolas debido a carga viva.
 T = Cambio de temperatura en el cable.
 u = Deflexión horizontal del cable.
 V = Cortante en viga de rigidez.
 w = Deflexión vertical en el cable y viga de rigidez.
 X_1, X_2 = Momentos continuos indeterminados.
 x = Coordenada horizontal.
 y = Coordenada del cable bajo carga muerta.
 α_c = Inclinación de cuerda del cable de suspensión.
 α, α' = Coordenadas horizontales de inclinación.
 α_T = Coeficiente térmico de dilatación.
 β, β' = Coordenadas horizontales de inclinación.
 $\Delta\phi$ = Angulo de giro en la viga de rigidez.
 δ = Deflexión horizontal de la torre.
 ε = Parámetro de la viga de rigidez.
 θ = Inclinación del cable de suspensión bajo carga muerta.
 ξ, ξ' = Coordenadas horizontales diferenciales.
 ϕ = Variación del ángulo de la viga de rigidez.

ψ = Cambio de la inclinación del cable de suspensión debido a carga viva y temperatura.

SUPERÍNDICES

0 = Indica deformación debido a cargas externas.

1, 2 = Indica deformación debido a momentos de continuidad indeterminados.

‘, ’’, ’’’, iv = Indica primera, segunda, tercera y cuarta derivada, respectivamente, con respecto a “x”.

SUBÍNDICES

a,b,c,d = Indica nudos en la viga de rigidez o en el cable.

i, k = Indica nudos en viga de rigidez o en cable.

1,2,3 = Indica el tramo.

INTRODUCCIÓN

Se denomina puente colgante a una estructura que permite cruzar, a distinto nivel, un obstáculo y está compuesta por un tablero soportado mediante péndolas verticales o inclinadas de cables, que son la estructura portante, y que cuelgan apoyados en dos torres.

La necesidad de cruzar obstáculos naturales, sean ríos o quebradas, ha hecho que desde muy antiguo el hombre desarrolle este tipo de puentes. En el Perú, en la época de los incas, se emplearon sistemas de sogas denominados oroyas, con un cable, o huaros, con dos cables, y puentes colgantes que empleaban cables formados por varias sogas hechas de fibras vegetales del maguey. Estos puentes no tenían vigas de rigidez.

Uno de este tipo de puentes es el denominado Queswachaca, que aún existe en la localidad de Canas (Cusco) sobre el río Apurímac, de 33 m de luz. Su estructura portante se encuentra formada por seis cables de fibra de maguey de unos 12 cm de diámetro, sobre los que se halla la plataforma formada por pequeñas varas de caña atadas transversalmente con tiras de cuero sin curtir. Los pobladores de la zona reemplazan los cables cada año en la tradicional "Fiesta del puente", lo que ha permitido mantener en servicio el camino de herradura al que pertenece.



FIGURA N° 1-1: Puente colgante sobre el río Apurímac

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 OBJETIVO Y ALCANCES

En nuestro país, el desarrollo de la infraestructura vial es un reto permanente debido a sus características orográficas. Uno de esos retos es la construcción de puentes en quebradas o ríos que fácilmente superan los 100 m de longitud, como es el caso de los ríos de nuestra Amazonía, en las que se hace complejo colocar apoyos intermedios en su cauce.

Una alternativa para salvar dichas luces son los puentes colgantes, que se han venido utilizando desde épocas prehispánicas. Los puentes colgantes de luces importantes que se han construido en nuestro territorio han sido adquiridos generalmente en el extranjero, incluyendo el diseño estructural dentro del monto del contrato. Esta limitación ha impedido que se tenga ingenieros con experiencia en este tipo de diseño, razón por la que urge la necesidad de proponer procedimientos de cálculo que permitan comprender el comportamiento de esta configuración estructural.

El objetivo principal de este trabajo es presentar las características importantes y el procedimiento de diseño que deben tener estos puentes, particularmente los de luces intermedias, ya que nuestros obstáculos naturales no hacen necesarios puentes colgantes de grandes luces. Dicho objetivo se complementa con la presentación del análisis y diseño de los elementos más importantes de un puente de 140 m de luz.

Se desarrollará el análisis estructural del puente colgante utilizando la Teoría de la deflexión y hacer una comparación utilizando un programa de cálculo de estructuras basado en el método de los elementos finitos y su característica de análisis no lineal geométrico siguiendo el proceso constructivo (Nonlinear static staged construction).

Dentro de los alcances de este trabajo, se analizan las condiciones de cargas debido a los componentes estructurales, superficie de desgaste y sobrecarga vehicular.

1.2 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

En el Capítulo I se presentan las características y una reseña histórica de los puentes colgantes.

En el Capítulo II se describen las características y proporciones adecuadas de los principales componentes de un puente colgante.

En el Capítulo III se presentan las hipótesis que se plantean para el análisis de los puentes colgantes. Se presentan las ecuaciones que permiten el análisis de estos puentes bajo la Teoría de las deflexiones, las que son adecuadas para un predimensionamiento ó para el diseño de puentes de pequeñas luces.

En el Capítulo IV se presenta el análisis de un puente colgante de 140m de luz, incluyendo el predimensionamiento, la determinación de las cargas actuantes, cargas debido a pesos de componentes estructurales y superficie de desgaste así como sobrecarga vehicular, el análisis para estas cargas y el diseño de los cables y viga de rigidez.

El Capítulo V presenta las conclusiones y recomendaciones para este tipo de puentes.

1.3 CARACTERÍSTICAS

Los puentes colgantes modernos tienen los elementos que aparecen en la figura siguiente:

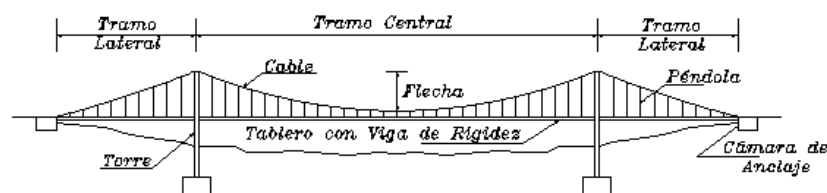


FIGURA N° 1-2: Elementos de un puente colgante

Sus características principales son las siguientes:

- Tienen un tramo central, el principal, de luz grande, con dos tramos laterales con luces que varían entre 0.20 a 0.50 de la luz del tramo central.

- Dos cables flexibles de acero que forman la estructura portante, con una flecha del orden de 1/10 de la luz del tramo central.
- Dos torres, de acero o de concreto armado, entre el tramo central y los dos tramos laterales, que sirven de apoyo a los cables de acero.
- Un tablero, que es la superficie de tráfico, colgado de los cables mediante péndolas que pueden ser verticales o inclinadas.
- Las vigas de rigidez que distribuyen las cargas concentradas de los vehículos evitando las deformaciones locales de la estructura y proporcionando la rigidez torsional y de flexión necesaria para evitar oscilaciones peligrosas por efectos del viento.
- Dos cámaras de anclaje que sirven para fijar los cables al terreno, resistiendo normalmente por gravedad las fuerzas horizontales que transmiten dichos cables.

En la CUADRO N° 1-1 se indican los puentes colgantes más grandes del mundo.

N°	PUENTE	Año	Luz del tramo central (m)
1	Akashi-Kaikyo (Japón)	1998	1991
2	Xihoumen (China)	2008	1650
3	Storebaelt (Dinamarca)	1998	1624
4	Runyang (China)	2005	1490
5	Humber (Reino Unido)	1981	1410
6	Jiangyin (China)	1999	1385
7	Tsing Ma (Hong Kong)	1997	1377
8	Verrazano Narrows(EE.UU)	1964	1298
9	Golden Gate (EE.UU.)	1937	1280
10	Yangluo (China)	2007	1280

FUENTE: Elaboración propia

1.4 RESEÑA HISTÓRICA

Los puentes colgantes con sogas flexibles como cables han sido empleados desde épocas remotas como ya se ha indicado en el caso de los antiguos peruanos.

Los puentes colgantes con características semejantes a los empleados en la actualidad aparecen a mediados del siglo XVIII en Inglaterra y Alemania

(Steinman 1929), formando los cables con cadenas conectadas con pines y barras de ojo, con luces entre 20m y 30m. El puente Menai, en Gales, diseño de Thomas Telford, se terminó en 1826 con 176m de luz empleando cables con cadenas (Ryall MJ).



FIGURA N° 1-3: Puente colgante del Menai, Gales, 1826

En 1864 se terminó el puente colgante Clifton, en Inglaterra, diseño de Isambard Brunel, con 213m de luz y que tenía dos cables formados cada uno por tres cadenas de hierro forjado.



FIGURA N° 1-4: Puente colgante de Clifton, Inglaterra, 1864

En la segunda mitad del siglo XIX los más importantes puentes colgantes se construyen en los Estados Unidos, destacando los hechos por John A. Roebling, ingeniero nacido en Alemania, que en 1854 terminó de construir un puente con 248m de luz y 65m por encima de las turbulentas aguas del río Niágara; este proyecto fue considerado imposible para muchos y fue el primer puente de dos tableros, uno para el paso de ferrocarriles y el segundo para el paso peatonal y de carruajes. Uno de los puentes más notables de Roebling fue el de Brooklyn, en New York, terminado por su hijo en 1883 después de su muerte a consecuencia de heridas en un accidente durante la construcción del puente (Lainez-Lozada 1996).

Se aprecia el gran avance en la construcción de los puentes al ver que ya en 1927 se construye un puente en Detroit con 564m de luz, cuatro años más tarde se termina el puente George Washington en New York con 1067m de luz y en 1937 se inaugura el Golden Gate en San Francisco con 1280m de luz.



FIGURA Nº 1-5: Puente colgante Golden Gate, San Francisco, 1937

Un problema muy importante para la seguridad de estos puentes se presentó cuando comienzan a construirse con vigas de rigidez cada vez más esbeltas y sufren el efecto del viento, en particular el efecto de las ráfagas de viento. En 1940 se terminó de construir el puente de Tacoma, con 854m de luz central, con vigas de rigidez de alma llena de sólo 2.40m de peralte sin arriostramiento lateral en su parte inferior lo que originó que tuviera una rigidez torsional muy reducida.

A los pocos meses de haberse puesto en servicio este puente colapsó cuando su tablero fue destrozado por oscilaciones torsionales producidas por vientos con velocidades menores a 72 kph (Salvadori 1992). Esto llevo a la necesidad de considerar la estabilidad aerodinámica de los puentes y a los ensayos en túneles de viento.

En 1957 se termina el puente Mackinac de 1158m de luz central y en 1964 el de Verrazano Narrows en New York de 1298m de luz central. Estos fueron los últimos grandes puentes construidos en Estados Unidos. A partir de estos años la construcción de grandes puentes colgantes se traslada a Europa, Japón y China.

En 1964, se termina en Inglaterra el puente de Forth Road de 1006m de luz central. En 1966 el puente Severn de 988m de luz central y tramos laterales de 305m, en Inglaterra, diseño de Freeman Fox and Partners. Este puente marca una gran diferencia con los puentes americanos por dos nuevas ideas para reducir la inestabilidad aerodinámica al emplear un tablero formado por una viga cajón de forma aerodinámica en lugar de las vigas de rigidez convencionales, con un ahorro significativo en el peso del tablero, y el empleo de péndolas inclinadas en dos direcciones que aumentan la rigidez en el plano del cable. Este tipo de diseño se adoptó después de efectuar ensayos exitosos en túneles de viento. En la mayor parte de las péndolas se colocó amortiguadores viscosos para reducir su vibración debida al viento.



FIGURA N° 1-6: Puente colgante Severn, Inglaterra, 1966



Colgador superior

Anclaje de péndola

Sección del tablero

FIGURA N° 1-7: Detalles del Puente Severn

Este concepto ha sido aplicado al puente sobre el Bósforo en Turquía en 1973, con 1074m de luz central, el puente Humber en Inglaterra en 1981, con 1410m de luz central y el Storebaelt East en Dinamarca en 1998, con 1624m de luz central (Ryall MJ).

1.5 NORMATIVIDAD DE PUENTES

En nuestro país, la normativa empleada para el diseño de puentes vehiculares es el “Manual de diseño de puentes” del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2003). Dicho manual en su prólogo, indica que es aceptable utilizar las especificaciones AASHTO versión LRFD (American Association of State Highway and Transportation Officials-Standard Specifications for Highway Bridges) en vigencia.

Es de indicar que en su Artículo 4.6.3.8 - Refined Methods of Analysis – Suspension Bridges, establece que los efectos de las fuerzas en los puentes colgantes serán analizados por la Teoría de deflexiones grandes para las cargas verticales. Los efectos de las cargas de viento serán analizados teniendo en cuenta la rigidización de tracción (tension stiffening) de los cables. La rigidez torsional del tablero puede despreciarse para asignar fuerzas a los cables, colgadores y componentes de las vigas de rigidez.

En los comentarios indica que anteriormente, los puentes colgantes de pequeña luz han sido analizados por la Teoría convencional de pequeñas deflexiones, empleándose factores de corrección para los puentes de luces medias.

Actualmente hay disponibles comercialmente programas de cómputo adecuados para emplear la Teoría de grandes deflexiones, por lo que no se justifica dejar de emplearla.

En el Artículo 6.4.8.4 – Materials – Bridge Strand, indica que los cordones (strands) para puentes deben cumplir la Norma ASTM A586 – Standard Specification for Zinc-Coated Parallel and Helical Steel Wire Structural Strand y en caso que se empleen alambres rectos la Norma ASTM A603 – Standard Specification for Zinc-Coated Steel Structural Wire Rope. Estas dos normas se reproducen en los Anexos N° 2 y 3.

CAPÍTULO II: ELEMENTOS DE UN PUENTE COLGANTE

2.1 LOS CABLES

Los cables son los elementos más importantes para resistir las cargas externas en la estructura de un puente colgante. El cable puede presentar diversas configuraciones, pero todas ellas se basan en el empleo de alambres delgados de alta resistencia.

En aplicaciones estructurales, la palabra cable por lo general se usa en sentido genérico para indicar un miembro flexible solicitado a tensión. Se encuentran disponibles varios tipos de cables para el uso en puentes soportados por ellos. La forma o configuración de un cable depende de su hechura; puede componerse de barras paralelas, alambres paralelos, cordones o torones paralelos, o torones enrollados con trabas (Figura N° 2-1). Las barras paralelas no se usan en puentes colgantes por los requerimientos de curvatura de las silletas en las torres. Tampoco se usan en puentes atirantados cuando se emplean silletas en las torres, pero se han utilizado como tirantas cuando éstos terminan en las torres y están ancladas a ellas.

2.1.1 Definición de términos

Cable. Cualquier miembro flexible a tensión que consiste en uno o más grupos de alambres, torones, cordeles o barras.

Alambre. Una sola longitud continua de metal producida de una varilla mediante trefilado en frío.

Alambre de pretensado. Un tipo de alambre por lo general utilizado en aplicaciones de concreto postensado. El que se usa a menudo en tirantas de cable consiste en alambre de 0.25 pulg de diámetro, producido en los estados Unidos de acuerdo con la norma ASTM A421 Tipo BA.

Torón estructural (con excepción del torón de alambres paralelos). Alambres enrollados helicoidalmente alrededor de un alambre central para producir una sección simétrica (Figura N° 2-2), producido en los Estados Unidos de acuerdo con la norma ASTM A586.

Trama. Longitud del paso de una hélice de alambre.

Torones de alambres paralelos. Alambres individuales configurados en un arreglo paralelo sin el torcimiento helicoidal (Figura N° 2-2).

Torones enrollados con trabas. Un arreglo de alambres semejante al torón estructural excepto que los alambres en algunas capas están configurados para que queden trabados cuando se colocan alrededor del núcleo. (Figura N° 2-2)

Cable estructural. Varios torones enrollados helicoidalmente alrededor de un núcleo formado por un torón u otro cable (Figura N° 2-3), producido en los Estados Unidos de acuerdo con la norma ASTM A603.

Cables de pretensado. Un torón de 0.6 pulg de diámetro de siete cables de bajo relajamiento, usado generalmente para concreto postensado y producido en los Estados Unidos de acuerdo con la norma ASTM A416 (usados para tirantas de cables).

Barra. Una barra sólida, laminada en caliente, producido en los Estados Unidos de acuerdo con la norma ASTM A722 Tipo II (usada para tirantas de cables)

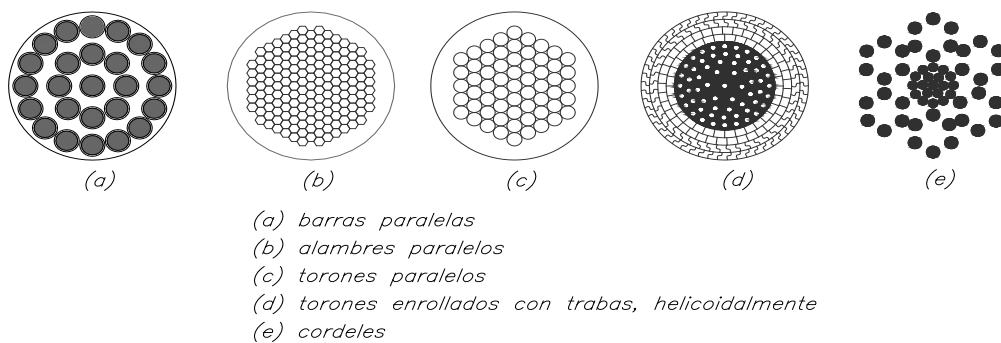


FIGURA N° 2-1: Tipos de cables usados para tirantas

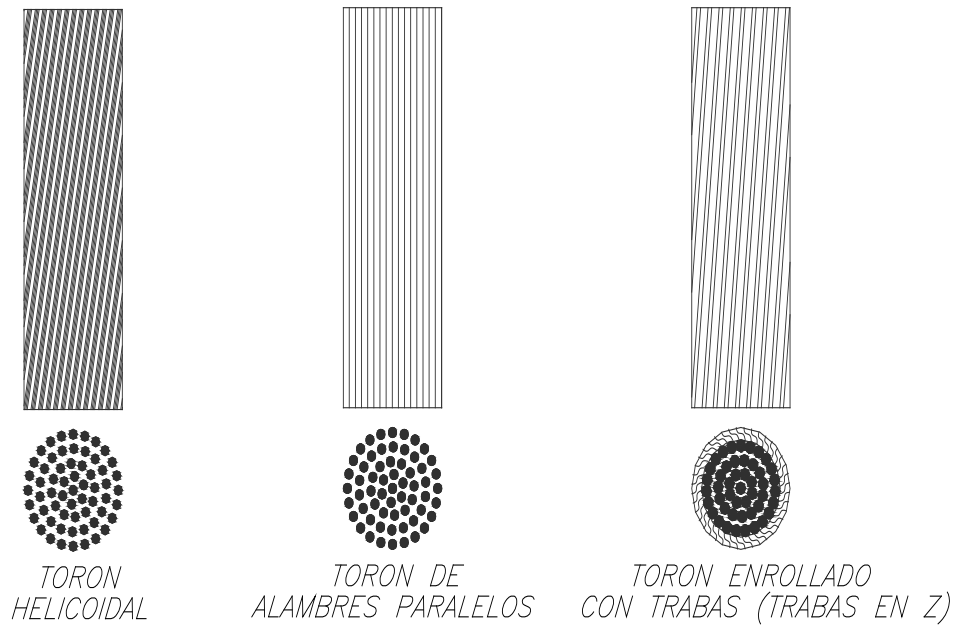


FIGURA Nº 2-2: Tipos de torones

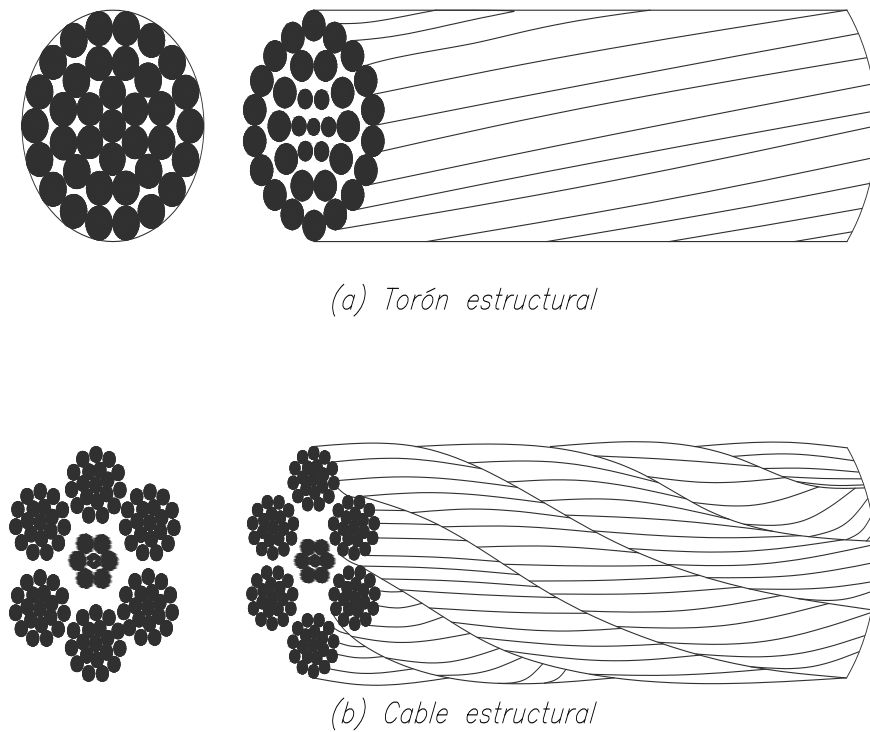


FIGURA Nº 2-3: Configuración de torón y cable estructural

2.1.2 Propiedades estructurales de los cables

Una comparación entre el esfuerzo nominal último y admisible, a tensión, para varios tipos de cables se presenta en la Tabla N° 2-1.

El torón estructural tiene un mayor módulo de elasticidad, es menos flexible y es más fuerte que el cable estructural de igual tamaño. Los alambres de dicho torón son más largos que los del cable estructural del mismo diámetro nominal y, por tanto, tienen un recubrimiento de zinc de mayor espesor y una mejor resistencia a la corrosión.

La elongación total o estiramiento de un torón estructural es el resultado de varias deformaciones componentes. Una de éstas, llamada estiramiento de construcción, es causada por el alargamiento de la trama del torón debido al ajuste posterior de los alambres del torón en una sección transversal más densa, bajo carga. El alargamiento de construcción es permanente.

Los torones y cables estructurales por lo general son preestirados por el fabricante para aproximar la condición de verdadera elasticidad. El prealargamiento remueve el alargamiento de construcción inherente al producto cuando sale de las máquinas de enrollado y cerramiento.

El preestiramiento también permite, bajo cargas prescritas, la medición precisa de longitudes y la marcación de puntos especiales en el torón o cable dentro de tolerancias estrechas. Asimismo se lleva a cabo por el fabricante al someter sobre el torón a una carga predeterminada durante un intervalo de tiempo suficiente para permitir el ajuste de las partes componentes a esa carga. La carga de preestiramiento normalmente no excede 55% de la resistencia última nominal del torón.

En el diseño de puentes debe prestarse cuidadosa atención a la correcta determinación del módulo de elasticidad del cable, el cual varía según el tipo de manufactura. Dicho módulo se determina de una longitud de probeta de al menos 100 pulg y con el área metálica bruta del torón o cable, incluyendo el recubrimiento de zinc, si es del caso. Las lecturas de la elongación usadas para el cálculo del módulo de elasticidad se toman cuando el torón o cable se estira a

por lo menos 10% del esfuerzo último establecido en la norma o a más del 90% del esfuerzo de preestiramiento.

Los módulos de elasticidad mínimos de torones y cables estructurales prestirados se presentan en la tabla 14.4. Los valores en la tabla son para torones y cables estructurales normales, preestirados, de tipo helicoidal; para torones de alambres paralelos, el módulo de elasticidad está en el intervalo de 28,000 a 28,500 klb/pulg².

CUADRO N° 2-1: Comparación entre el esfuerzo último nominal y el esfuerzo admisible a tensión para varios tipos de cables
(Fuente: Manual de diseño de estructuras de acero)

RESISTENCIAS NOMINALES Y ADMISIBLES DE CABLES ⁽¹⁾ {klb/pulg ² (kg/cm ²)}		
Tipo	Resistencia nominal a tensión, F_{pu}	Resistencia admisible a tensión, F_t
Barras ASTM A722 Tipo II	150 (10,568)	$0.45 F_{pu} = 67.5$ (4,756)
Torón enrollado con trabas	210 (14,795)	$0.33 F_{pu} = 70$ (4,882)
Torón estructural, ASTM A586	220 (15,500)	$0.33 F_{pu} = 73.3$ (5,115)
Cable estructural, ASTM A603*	220 (15,500)	$0.33 F_{pu} = 73.3$ (5,115)
Alambre paralelo	225 (15,852)	$0.40 F_{pu} = 90$ (6,341)
Alambre paralelo, ASTM A421	240 (16,909)	$0.45 F_{pu} = 108$ (7,609)
Torón paralelo ASTM A416	270 (19,023)	$0.45 F_{pu} = 121.5$ (8,560)
(1) Cobertura de zin clase A		

CUADRO N° 2-2: Módulos mínimos de elasticidad de torones y cables estructurales preestirados
(Fuente: Elaboración propia)

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS CABLES DE ACERO {klb/pulg ² (kg/cm ²)}				
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 ²
1/2	30 (2,110)	23 (1,618)	torón galvanizado	
3/4	68 (4,782)	52 (3,657)	y preteestirado	
1	122 (8,580)	91.4 (6,428)	1/2 a 2 9/16	24,000 (1'690,912)
1 1/2	276 (19,410)	208 (14,628)	2 5/8 y más	23,000 (1'620,458)
2	490 (34,460)	372 (26,162)	cable galvanizado	
3	1076 (75,672)	824 (57,950)	y preestirado	
4	1850 (130,105)	1460 (102,677)	3/8 a 4	20,000 (1'409,094)

(*) Los valores corresponden a cables con revestimiento de zinc de clase A sobre todos los alambres .
Las clases B o C pueden especificarse cuando se requiere protección adicional contra la corrosión.
Para pesos clase B o C de recubrimiento de zinc en los alambres exteriores, el módulo se reduce en 1,000 klb/pulg²

CUADRO N° 2-3: Comparación entre el torón y el cable estructural
(Fuente: Cables para puentes)

PROPIEDADES	TORÓN RESPECTO AL CABLE
Módulo de elasticidad	Mayor (con el mismo tipo de acero)
Flexibilidad	Menor
Resistencia	A igual tamaño, mayor
Largo del alambre	Más largo
Recubrimiento de zinc	Mayor
Resistencia a la corrosión	Mayor

2.1.3 Protección contra la corrosión

Dado que los cables están a la intemperie, es necesario protegerlos contra la corrosión. El procedimiento usualmente empleado es usar cordones fabricados con alambres galvanizados ó alambres lisos galvanizados para cables de alambres paralelos.

El alambre galvanizado puede ser de tres clases, A ó B ó C, según el peso del recubrimiento de zinc que se le ha colocado. Este peso del recubrimiento de zinc se expresa en onzas por pie cuadrado de superficie del alambre sin recubrir. El recubrimiento de clase B tiene el doble de peso que el de clase A y el recubrimiento de clase C tiene el triple de peso que el de clase A.

Para alambres lisos de 5mm de diámetro, con un galvanizado de clase A, el peso del recubrimiento de zinc es de 1 onza por pie cuadrado de superficie del alambre sin recubrir. Para el galvanizado de clase B ó C el recubrimiento de zinc es de 2 ó 3 onzas por pie cuadrado de superficie del alambre sin recubrir.

Los recubrimientos más pesados de zinc desplazan una mayor área de acero. Esto requiere una reducción en la resistencia a la rotura especificada para el torón o cordel. Las normas ASTM A586 y A603 especifican resistencias mínimas a la rotura requeridas para los varios tamaños de torones o cordeles de acuerdo con las tres combinaciones de recubrimiento previamente descritas. Para otras combinaciones de recubrimiento, el fabricante debe ser consultado en lo referente a la resistencia mínima a la rotura y al módulo de elasticidad.

La galvanización tiene algunas desventajas. Dependiendo de las condiciones ambientales, por ejemplo, el galvanizado puede esperarse que dure sólo unos 20 años. También, causa inquietud la posibilidad de que el galvanizado por inmersión en caliente pueda causar fragilidad por hidrogenación (sin embargo, hay alguna indicación que con la tecnología actual, el método de galvanizado por inmersión en caliente es probable que no produzca fragilidad por hidrogenación como ocurría antes). Asimismo, puede ser difícil cumplir las especificaciones para un recubrimiento clase C con el método de inmersión en caliente. Además un alambre galvanizado por inmersión en caliente puede no tener la misma resistencia a la fatiga que tiene un alambre recubierto con galvanización electrolítica.

En los casos de puentes de luces grandes con cables formados por alambres paralelos, se emplean alambres galvanizados, y terminado el proceso de construcción de los cables, como protección adicional se coloca usualmente una capa de pintura anticorrosiva especial y se envuelve con alambre galvanizado

formando una hélice con alambres totalmente pegados, como se aprecia en la Figura N° 2-4.

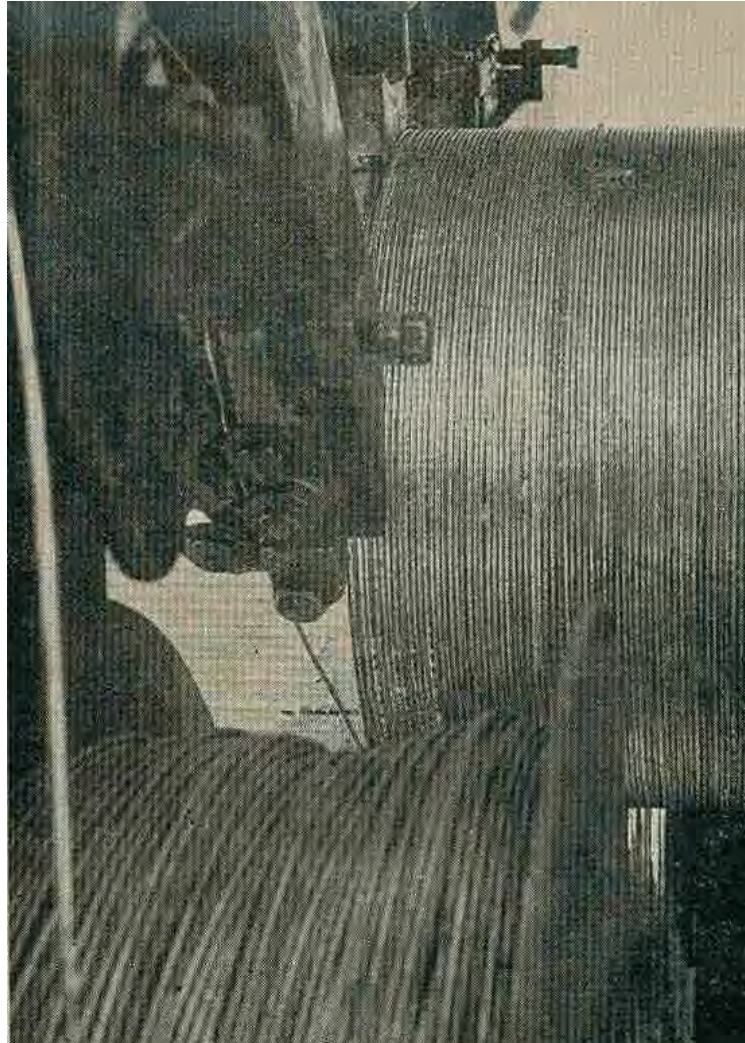


FIGURA N° 2-4: Puente de Angostura, 1967

En esta figura se observa a la izquierda el cable de 47cm de diámetro que ya ha sido pintado y a la derecha la capa de alambre galvanizado de 3,86mm de diámetro y la máquina que lo está colocando.

2.2 LAS PÉNDOLAS

Son los elementos doblemente articulados que transmiten las cargas del tablero del puente y de las vigas de rigidez a los cables. Pueden estar formados por uno ó dos cordones y de acuerdo con esto cambia la manera de conectarlos al cable. Estas péndolas se colocan verticalmente, aunque en algunos puentes se les ha

colocado inclinadas para mejorar el comportamiento aerodinámico (Severn, Humber), pero esto aumenta la variación de esfuerzos debidos a la sobrecarga por lo que no se les ha seguido empleando (Ryall MJ).

El espaciamiento entre péndolas se selecciona de manera que coincida con los nudos de la viga de rigidez, en puentes de pequeña luz se colocan en cada nudo y en puentes de luz grande generalmente cada dos nudos, dando espaciamientos del orden de 5.00m a 15.00m.

Cuando la péndola está formada por un cordón, se le fija a la abrazadera colocada en el cable, en su parte inferior, como se ve en la figura 2.5. Como en este caso, la péndola no se dobla alrededor del cable, no necesita ser flexible, por lo que pueden emplearse alambres paralelos o también barras redondas lisas si las fuerzas no son grandes. En el caso de emplear barras redondas lisas, la conexión puede ser soldada; si se emplean alambres paralelos o cordones, el anclaje es una pieza metálica tronco cónica hueca que se rellena usualmente con zinc fundido (sockets).

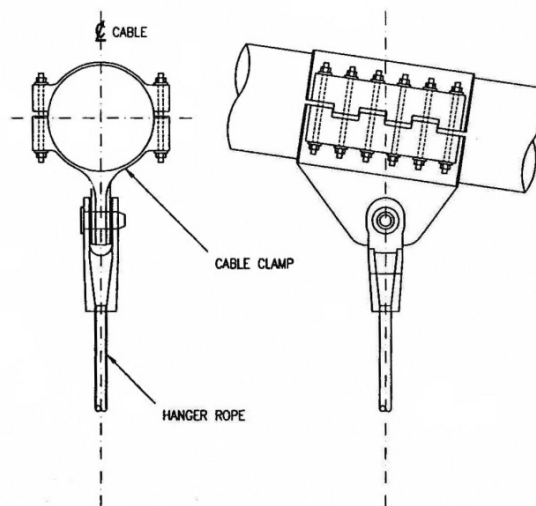


FIGURA N° 2-5: Péndola formada por un cordón (Ryall MJ)

En este caso de péndola formada por un cordón, los pernos que permiten ajustar la abrazadera al cable se hallan dispuestos verticalmente, como se ve en la figura 2.5. Cuando la péndola está formada por dos cordones, normalmente envuelve el cable pasando por una ranura de la abrazadera, la que tiene sus pernos de ajuste colocados horizontalmente, como se ve en la figura 2-6.

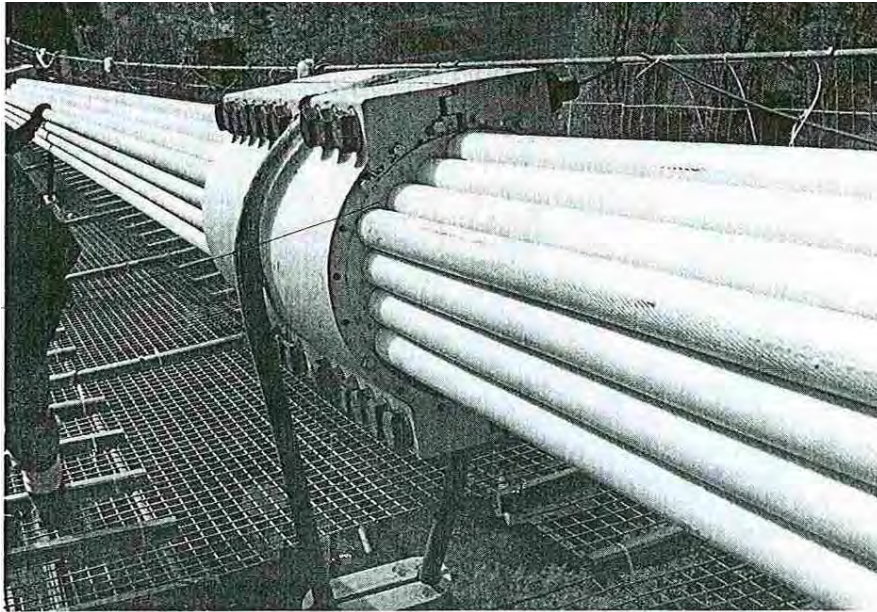


FIGURA N° 2-6: Péndola formada por dos cordones (Ryall MJ)

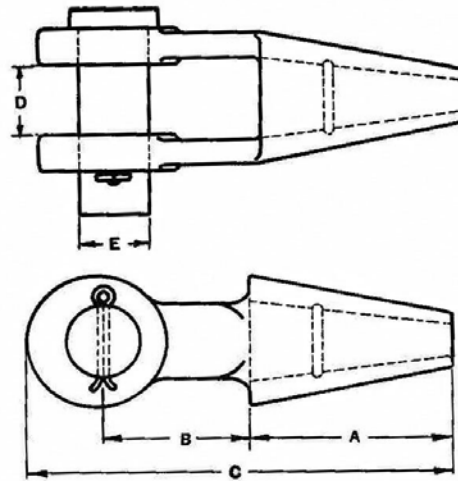
2.3 LA VIGA DE RIGIDEZ

Tiene por función recibir las cargas concentradas que actúan en el tablero y repartirlas uniformemente sobre las péndolas, lo que permite mantener la forma de los cables. Normalmente se le diseña como articulada sobre las torres. Las tres formas usualmente empleadas son:

- viga reticulada de bridas paralelas
- viga de alma llena, de plancha soldada
- viga de sección cajón integrada con la estructura del tablero

La viga de rigidez debe asegurar un buen comportamiento estructural del puente así como permitir que la estructura sea económica; para esto debe tener un peso reducido, buenas características aerodinámicas y funcionando integralmente con el tablero debe permitir que haya una rigidez torsional importante.

TIGER OPEN WIRE ROPE SOCKETS



Tiger Wire Rope Sockets are drop-forged from high grade SAE forging steel and normalized to give a fine grain structure.

Dimensions of Sockets

Rope Diameter Inches	Length of Basket A	Distance from Basket to Center Line of Pin B	Overall Length C	Opening Between Jaws D	Diameter of Pin E	Approximate Weight Pounds
1/4	2	1 3/16	4 5/16	1 1/16	1 1/16	0.9
5/16 - 3/8	2	1 3/4	4 5/8	1 3/16	1 3/16	1.1
7/16 - 1/2	2 1/2	2	5 5/16	1	1	2.3
9/16 - 5/8	3	2 1/2	6 3/4	1 1/4	1 3/16	3.8
3/4	3 1/2	3	7 15/16	1 1/2	1 3/8	6.0
7/8	4	3 1/2	9 1/4	1 3/4	1 5/8	10.0
1	4 1/2	4	10 9/16	2	2	15.5
1 1/8	5	4 1/2	11 13/16	2 1/4	2 1/4	22.0
1 1/4	5 1/2	5	13 3/16	2 1/2	2 1/2	32.0
1 3/8	5 1/2	5	13 3/16	2 1/2	2 1/2	32.0
1 1/2	6	6	15 1/8	3	2 3/4	46.0
1 5/8	6 1/2	6 1/2	16 1/4	3	3	55.0
1 3/4	7 1/2	7	18 1/4	3 1/2	3 1/2	85.0
1 7/8	7 1/2	7	18 1/4	3 1/2	3 1/2	85.0
2 - 2 1/8	8 1/2	9	21 1/2	4	3 3/4	125.0
2 1/4 - 2 3/8	9	10	23 1/2	4 1/2	4 1/4	165.0

Pins are turned. Holes are 1/16 inch larger than pin diameters.

FIGURA N° 2-7: Dimensiones de anclaje con pasador (American TIGER 1945)

La solución empleando vigas de sección cajón integradas con la estructura del tablero muestra buenas características aerodinámicas, rigidez torsional elevada por ser una sección cerrada y poco peso por integrar la viga de rigidez al tablero. El tablero es en este caso de estructura metálica, de sección ortotrópica, con los elementos longitudinales apoyados en diafragmas transversales a distancias del orden de 4.00m, como se ve en la figura 2.9. Este tipo de secciones puede alcanzar relaciones luz/peralte en el rango de 300 a 400.

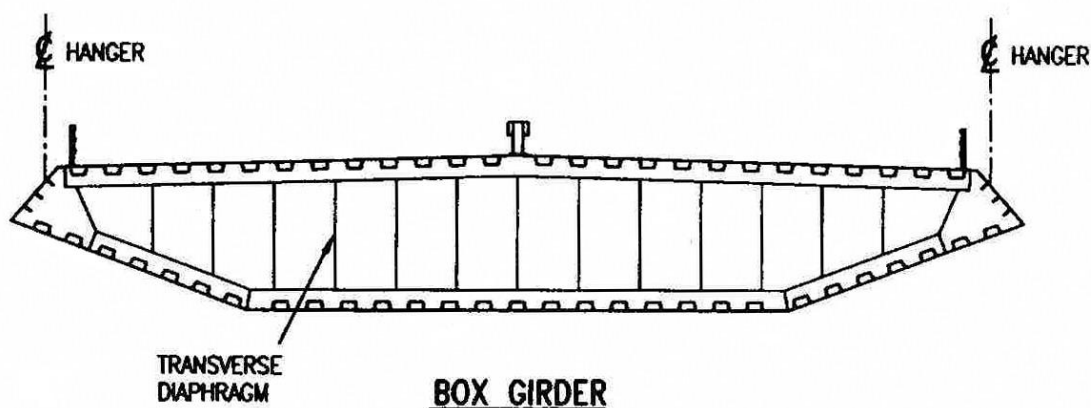


FIGURA N° 2-8: Tablero de sección cajón (Ryall MJ)

Las vigas de sección cajón fueron empleadas por primera vez en el puente Severn en 1966, de 988m de luz entre torres, y por su economía y buen comportamiento ante fuerzas de viento por su forma aerodinámica, su empleo se ha ido generalizando. Se considera que una luz del tramo principal del orden de 1750m es actualmente el límite práctico para este tipo de sección por estabilidad aerodinámica ante vientos de alta velocidad.

La solución empleando vigas reticuladas de bridas paralelas ha sido la alternativa preferida, con el tablero a nivel de la brida superior para que funcione como arriostamiento de los elementos en compresión y un sistema de arriostamiento en la brida inferior con vigas transversales también reticuladas coincidiendo con los nudos de la viga de rigidez como se aprecia en la figura 2.10. Los tableros con vigas de rigidez reticuladas tienen relaciones luz/peralte en el rango de 75 a 175.

Cuando el puente lleva tráfico en dos niveles o cuando lleva tráfico ferroviario las vigas de rigidez deben ser reticuladas de bridas paralelas (Ryall MJ). El puente colgante Tsing Ma en Hong Kong con 1377m de luz, terminado el 1997, y el Akashi Kaikyo en Japón con 1991m de luz, terminado el 1998, son puentes modernos, de gran luz, con vigas de rigidez reticuladas de bridas paralelas.

En la figura 2.10 se muestra el puente Kanmon, con una luz central de 712m, entre las islas de Honshu y Kyushu en el Japón, apreciándose la viga de rigidez reticulada y las péndolas de dos cordones en cada nudo de la viga de rigidez.

La solución empleando vigas de alma llena, de plancha soldada, tiene malas características aerodinámicas, por lo que sólo es aconsejable para puentes colgantes de luces pequeñas. El primer puente colgante de Tacoma, terminado de construir el año 1941 tenía una luz central de 854m. El proyecto original de Eldridge tenía vigas de rigidez de 7.60m de peralte, con una relación luz/peralte de 112. Para reducir el costo del puente Moisseiff, consultor del puente Golden Gate, presento una propuesta con vigas de rigidez de alma llena de 2.40m de peralte, con una relación luz/peralte de 355. Cuatro meses después de haberse inaugurado colapsó este puente, por inestabilidad aerodinámica ante vientos moderados con velocidades menores a 72 km/hora (Salvadori 1992).

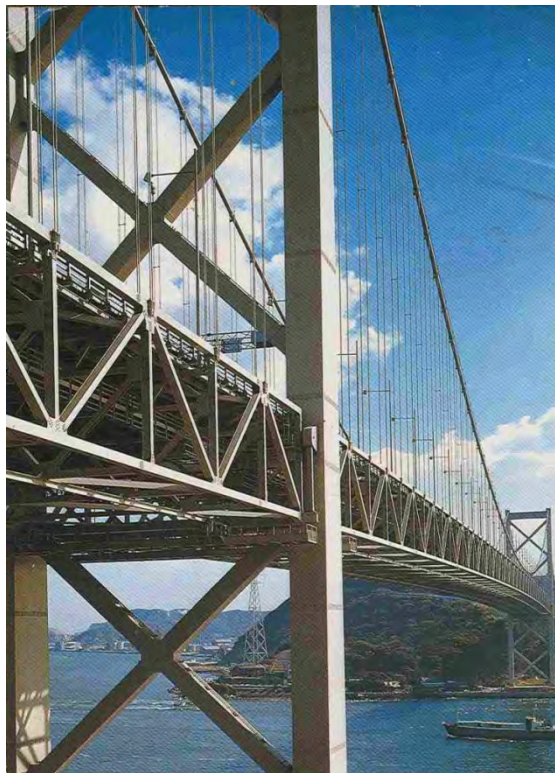


FIGURA N° 2-9: Viga de rigidez reticulada

Relaciones de luz. Con tirantes rectos, la relación de la luz lateral a la principal puede ser aproximadamente de 1:4 por economía. Para luces laterales colgantes, esta relación puede ser casi de 1:2. No obstante, las condiciones físicas en el sitio pueden determinar las proporciones de las luces.

Flecha. La relación flecha-luz es importante ya que determina la componente horizontal de la fuerza del cable. También, esta relación afecta la altura de las torres, el tiro en los anclajes, y la rigidez total del puente. Para esfuerzos mínimos, la relación debe ser tan grande como sea posible por economía, del

orden de 1:8 para luces laterales colgantes, o 1:9 con tirantes rectos. Pero las torres pueden ser entonces muy altas. Se deben hacer varios ensayos comparativos. Para el puente Forth Road, la relación correcta flecha-luz de 1:11 se determinó en esa forma. El intervalo general en la práctica para esta relación está entre 1:8 a 1. 12, con un promedio alrededor de 1:10.

Altura de la armadura. Las alturas de la armadura de rigidez varían entre 1/60 a 1/170 de la luz. Sin embargo, las condiciones aerodinámicas juegan un papel importante en la forma del diseño preliminar. Para el caso de estructuras de luces medianas, en base a la información recogida de los puentes existentes en nuestro país, las alturas de las vigas de rigidez varían entre 1/45 y 1/65 de la luz central.

CUADRO N° 2-4: Dimensiones características de puentes colgantes en el Perú

COMPONENTE	NOMBRE DEL PUENTE				
	MONZÓN	HERRERÍA	PALCAZU	AGUAYTÍA	BILLINGHURST
Longitud tramo central (m)	110.00	150.00	180.00	200.00	320.00
Longitud de luz lateral (m)	30.00	46.00	50.00	60/80	104.00
Flecha (m)	11.00	18.00	20.00	22.00	38.00
Altura de viga de rigidez (m)	L/45.8=2.4	L/50=3	L/53=3.40	L/47=4.25	L/64=5

FUENTE: Elaboración propia

2.4 TORRES DE PUENTES COLGANTES

Las configuraciones típicas de torres mostradas en la figura 1.12 son pórticos tipo portal. Por economía, las torres deben tener el ancho mínimo en la dirección de la luz consistente con la estabilidad, pero suficientemente amplio en la parte superior para tomar la silleta del cable.

La mayoría de los puentes colgantes tiene cables fijos en la parte superior de las torres. Con este arreglo, debido a la comparativa esbeltez de estas, las deflexiones en la parte superior no producen mayores esfuerzos. Es posible usar torres oscilantes, articuladas en la base y en la parte superior, pero su uso está restringido a luces cortas. También son posibles torres empotradas en la base y con silletas de rodillos en la parte superior, pero limitan su uso a luces medianas. Las patas de las torres pueden en cualquier caso, ser de sección variable para aprovechar la disminución en el área requerida que se presenta hacia la punta.

La acción estática de las torres y el diseño de detalles dependen de las condiciones de los extremos.

Las armaduras de rigidez de la luz principal, simplemente apoyadas, con frecuencia cuelgan de las torres por medio de péndolas cortas. Se confía principalmente a las péndolas cortas del centro de la luz la tarea de mantener las armaduras centradas. De esta manera, los efectos de temperatura sobre las torres se reducen a la mitad.

CAPÍTULO III: ESTUDIO ANALÍTICO DE PUENTES COLGANTES

3.1 HIPÓTESIS Y RELACIONES BÁSICAS PARA EL ANÁLISIS

Para presentar los procedimientos de análisis de puentes colgantes es necesario indicar las hipótesis en que se basan:

- El cable es perfectamente flexible, sólo puede resistir esfuerzos de tracción. Esto significa que los momentos de flexión son nulos en todos los puntos del cable.
- El cable es homogéneo y de sección constante.
- Las cargas que actúan en el cable hacen que en condiciones de servicio su comportamiento sea elástico, siguiendo la ley de Hooke.
- El eje del cable se desplaza sólo en el plano vertical.
- La carga externa es vertical y distribuida sobre la proyección horizontal del cable.
- Las vigas de rigidez son articuladas en las torres, horizontales, inicialmente rectas, de inercia constante y colgada del cable en toda su longitud.

3.1.1 Relaciones entre fuerzas en el cable

El cable está sometido a una carga externa vertical $q(x)$, transmitida por las péndolas. Si denominamos A y B a los puntos de apoyo del cable en las torres, en el caso más general se tendrá que estos puntos no están en una línea horizontal, presentando un desnivel h como se indica en la figura siguiente:

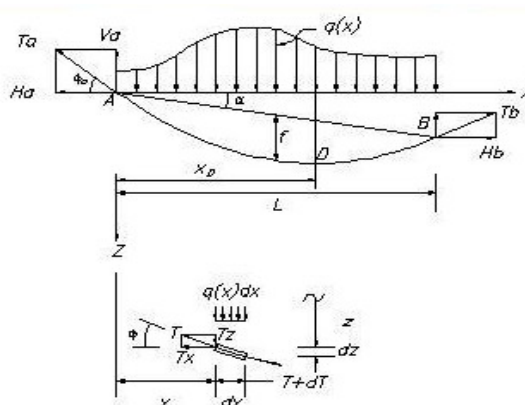


FIGURA Nº 3-1: Relaciones entre fuerzas en el cable

Las ecuaciones de equilibrio del elemento diferencial de longitud indicado en la figura 3.1 son:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow -T_x + (T_x + dT_x) = 0 \quad (3-1)$$

$$\sum F_z = 0 \Rightarrow -T_z + (T_z + dT_z) + q(x)dx = 0 \quad (3-2)$$

De (3-1) se halla:

$$dT_x = 0 \Rightarrow T_x = \text{constante} = H \quad (3-3)$$

Esto indica que la componente horizontal de la tracción variable T en el cable, a una distancia x del apoyo A, es una constante que llamamos H. De la figura 3.1 se tiene que:

$$T \cos \phi = T_x = H$$

$$T = \frac{H}{\cos \phi} = H \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \phi} = H \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2} \quad (3-4)$$

Siendo el valor de H constante, el valor mínimo de T se obtendrá cuando la tangente al cable sea horizontal, $\operatorname{tg}(\phi) = 0$, resultando:

$$T_{\min} = H$$

El valor máximo de T se presenta donde el ángulo ϕ es máximo, lo que corresponde al apoyo más elevado, en este caso el apoyo A.

De (3-2) se halla:

$$dT_z = -q(x)dx \quad (3-5)$$

De la figura 3.1 se encuentra que:

$$T_z = T_x \operatorname{tg} \phi = H \operatorname{tg} \phi = H \frac{dz}{dx}$$

Diferenciando esta ecuación:

$$dT_z = \frac{dT_z}{dx} dx = H \frac{d^2z}{dx^2} dx$$

Reemplazando este valor en (3-5) se tiene:

$$H \frac{d^2z}{dx^2} dx = -q(x)dx$$

$$\frac{d^2z}{dx^2} = -\frac{q(x)}{H} \quad (3-6)$$

Esta es la ecuación diferencial de la elástica del cable. Integrando esta ecuación:

$$\frac{dz}{dx} = -\frac{1}{H} \int_0^x q(x)dx \quad (3-7)$$

En Timoshenko 1954, pág. 70, se muestra que si consideramos una viga horizontal simplemente apoyada en A y B, con la misma luz y carga que el cable se tiene que:

$$-q(x)dx = d(Q(x)) \quad (3-8)$$

Donde, Q(x) es la fuerza cortante de la viga horizontal en la sección considerada y donde además:

$$Q(x)dx = d(M(x))$$

Siendo, M(x) el momento de flexión de la viga horizontal en la sección considerada.

Reemplazando (3-8) en (3-7) se obtiene:

$$\frac{dz}{dx} = -\frac{1}{H} \int_0^x q(x)dx = \frac{Q(x)}{H} + C_1$$

$$z = \int_0^x \left[\frac{Q(x)}{H} + C_1 \right] dx = \frac{M(x)}{H} + C_1x + C_2$$

Para calcular las constantes C_1 y C_2 se tiene que:

$$x = 0 \Rightarrow z = 0 ; M(0) = 0 \Rightarrow C_2 = 0$$

$$x = L \Rightarrow z = h ; M(L) = 0 \Rightarrow C_1 = \frac{h}{L}$$

Luego:

$$\frac{dz}{dx} = \frac{Q(x)}{H} + \frac{h}{L} ; z = \frac{M(x)}{H} + \frac{h}{L}x \quad (3-9)$$

Si los dos apoyos del cable están al mismo nivel, $h=0$. Si $h>0$, el punto B está debajo del punto A y si $h<0$, el punto B está por encima de A.

3.1.2 Cable con apoyos al mismo nivel sometido a una carga uniformemente repartida en proyección horizontal.

En este caso $h=0$ y la carga repartida tiene por valor $q(x) = w = \text{constante}$. En la viga horizontal en que se obtuvo la ecuación (3-8), se tiene:

$$Q(x) = \frac{wL}{2} - wx = w\left(\frac{L}{2} - x\right)$$

$$M(x) = \frac{wL}{2}x - \frac{wx^2}{2}$$

Reemplazando este último valor en (3-9) se tiene:

$$z = \frac{1}{H} \left(\frac{wL}{2}x - \frac{wx^2}{2} \right) \quad (3-10)$$

Como de acuerdo con (3-3), H es constante, la forma que toma el cable en este caso es la de una parábola de segundo grado.

La flecha máxima del cable, $z = f$, se presenta para $x = L/2$. Reemplazando estos valores en la ecuación (3-10):

$$f = \frac{1}{H} \left(\frac{wL}{2} x \frac{L}{2} - \frac{wL^2}{2 \times 4} \right) = \frac{wL^2}{8H}$$

$$H = \frac{wL^2}{8f} \quad (3-11)$$

Reemplazando este valor de H en (3-10) se obtiene la ecuación del cable:

$$z = 4f \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L} \right) \quad (3-12)$$

La tensión máxima en el cable se va a presentar en los apoyos. Para aplicar la ecuación (3-4), calculamos:

$$\operatorname{tg} \phi_a = \frac{2f}{\left(\frac{L}{2}\right)} = \frac{4f}{L}$$

$$T_a = H \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \phi} = \frac{wL^2}{8f} \sqrt{1 + \frac{16f^2}{L^2}} \quad (3-13)$$

Una información necesaria para la construcción es la determinación de la longitud del cable entre los apoyos A y B. Esta longitud está dada por:

$$s_0 = 2 \int_0^{L/2} \left[1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} dx \quad (3-14)$$

Para que sea más simple el cálculo del valor de la integral, trasladamos el origen de coordenadas al punto más bajo de la parábola, en el centro de la luz, obteniendo como ecuación del cable:

$$z = 4f \frac{x^2}{L^2} \quad ; \quad \frac{dz}{dx} = \frac{8fx}{L^2} \quad (3-15)$$

Reemplazando (3-15) en (3-14) se tiene:

$$s_0 = 2 \int_0^{L/2} \left[1 + \frac{64f^2 x^2}{L^4} \right]^{\frac{1}{2}} dx \quad (3-16)$$

En de Losada 1951, pág. 491, se tiene la solución de esta integral, obteniéndose:

$$s_0 = \frac{L}{2} \sqrt{1 + \frac{16f^2}{L^2}} + \frac{L^2}{8f} L_e \left[\frac{4f}{L} + \sqrt{1 + \frac{16f^2}{L^2}} \right] \quad (3-17)$$

Donde, L_e indica logaritmo neperiano. Una solución aproximada del valor de la longitud del cable se obtiene desarrollando en una serie infinita el radical de la integral en (3-16):

$$s_0 = 2 \int_0^{L/2} \left[1 + \frac{64f^2 x^2}{2L^4} - \frac{64^2 f^4 x^4}{8L^8} + \frac{64^3 f^6 x^6}{16L^{12}} - \dots \right] dx$$

Luego:

$$s_0 = L \left[1 + \frac{8f^2}{3L^2} - \frac{32f^4}{5L^4} + \frac{256f^6}{7L^6} - \dots \right]$$

Las relaciones f/L usuales en puentes colgantes no exceden de 0.11 como se ha mostrado en 1.2, por esto es usual emplear, en cálculos preliminares o para puentes de pequeña luz, la fórmula anterior con sólo dos sumandos, lo que produce un error menor a 1 por mil:

$$s_0 = \left[1 + \frac{8f^2}{3L^2} \right] L \quad (3-18)$$

3.1.3 Cable con apoyos a distinto nivel, sometido a una carga uniformemente repartida en proyección horizontal

Esto caso se presenta en los tramos laterales de un puente colgante. De acuerdo con la figura 3.1, la luz del tramo es L y la flecha f se mide al centro de la luz, verticalmente, a partir de la línea inclinada que une los apoyos.

Denominamos D al punto donde la tangente al cable es horizontal, y donde la Fuerza T va a ser mínima. Combinando las ecuaciones (3-12) y (3-9) tenemos la ecuación del cable correspondiente a este caso:

$$z = 4f \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L}\right) + \frac{h}{L}x \quad (3-19)$$

Calculamos el valor de x_D correspondiente al punto donde el cable tiene la tangente horizontal:

$$\begin{aligned} \frac{dz}{dx} &= \frac{4f}{L} - \frac{8f}{L^2}x_D + \frac{h}{L} = 0 \\ x_D &= \left(1 + \frac{h}{4f}\right) \frac{L}{2} \end{aligned} \quad (3-20)$$

La longitud s del cable se calcula como la suma de dos longitudes, s_{AD} y s_{DB} , hallándose cada una empleando las fórmulas de 2.3 divididas entre 2, por corresponder a media longitud de las parábolas.

Como el cable es continuo entre el tramo lateral y el tramo central, sobre la torre de apoyo la fuerza H debe ser igual a ambos lados para evitar una fuerza no equilibrada que produzca flexión sobre la torre. En este caso, si llamamos L y f a la luz y flecha del tramo central, y L_1 y f_1 a la flecha del tramo lateral se debe cumplir que:

$$\begin{aligned} \frac{wL^2}{8f} &= \frac{w_1L_1^2}{8f_1} \\ f_1 &= f \left(\frac{w_1}{w}\right) \left(\frac{L_1}{L}\right)^2 \end{aligned} \quad (3-21)$$

3.1.4 Cable con apoyos al mismo nivel, sometido a una carga uniformemente repartida a lo largo del cable

La ecuación de la curva que toma el cable en este caso de carga se denomina una catenaria y corresponde a cargas semejantes al peso propio del cable.

El origen de coordenadas y la orientación de los ejes se adoptan como se indica en la figura siguiente:

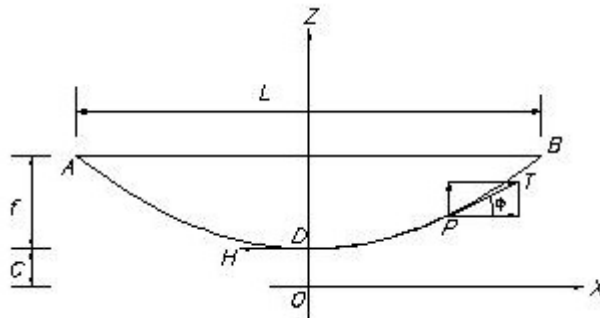


FIGURA N° 3.2: Cable con apoyos al mismo nivel, sometido a una carga uniformemente repartida a lo largo del cable

Si s es la longitud del cable entre D y P , el peso del segmento DP de cable es qs , donde q es el peso por unidad de longitud del cable. El equilibrio de fuerzas en el punto P de la figura 3.2, teniendo en cuenta el resultado calculado en la ecuación (3-3), es:

$$T \cos \phi = H \quad ; \quad T \sin \phi = qs$$

Definimos una constante C que sea el cociente de la constante H entre el peso q , de valor constante por unidad de longitud del cable:

$$C = \frac{H}{q} \Rightarrow H = qC \tag{3-22}$$

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{T \sin \phi}{T \cos \phi} = \frac{qs}{H} = \frac{qs}{qC} = \frac{s}{C}$$

Luego:

$$s = C(\operatorname{tg} \phi) \tag{3-23}$$

Esta es la ecuación de la catenaria y la constante C , cuyo valor esta en (3-22), es llamada el parámetro de la catenaria. Transformamos esta ecuación a coordenadas cartesianas:

$$C \frac{dz}{dx} = s$$

Derivando esta ecuación respecto a x:

$$C \frac{d^2z}{dx^2} = \frac{ds}{dx} = \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}$$

Para poder integrar esta ecuación diferencial, la modificamos de la siguiente forma:

$$C \frac{\frac{d}{dx} \left(\frac{dz}{dx} \right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2}} = 1 \quad (3-24)$$

En Granville 1952, pag. 521, se encuentra que este cociente es la derivada de:

$$C \frac{d}{dz} \left[\operatorname{senh}^{-1} \left(\frac{dz}{dx} \right) \right] = 1$$

Donde, se está empleando la derivada de la función inversa del seno hiperbólico. Empleando este resultado, la integración de (3-24) resulta en:

$$C \operatorname{senh}^{-1} \left(\frac{dz}{dx} \right) = x + A$$

Empleando la definición de función inversa este resultado se puede escribir como:

$$\left(\frac{dz}{dx} \right) = \operatorname{senh} \left(\frac{x + A}{C} \right)$$

Para calcular el valor de la constante A se conoce que para $x = 0$ la tangente es horizontal, luego:

$$\left(\frac{dz}{dx}\right) = \operatorname{senh}\left(\frac{0+A}{C}\right) = 0 \Rightarrow A = 0$$

$$\left(\frac{dz}{dx}\right) = \operatorname{senh}\left(\frac{x}{C}\right)$$

Integrando esta ecuación se obtiene:

$$z = C \cosh\left(\frac{x}{C}\right) + B$$

Si hacemos que para $x=0$ se tenga que $z=C$, como se ha indicado en la figura 3.2:

$$C = C \cosh\left(\frac{0}{C}\right) + B \Rightarrow C = C + B \Rightarrow B = 0$$

Luego, la ecuación cartesiana de la catenaria es:

$$z = C \cosh\left(\frac{x}{C}\right) \quad (3-25)$$

Si se conoce la luz L y la flecha f de la catenaria, se determina el valor de C de la ecuación (3-25), ya que se conocen las coordenadas $x = L/2$ y $z = C + f$. Reemplazando en (3-25) se halla:

$$C = \frac{f}{\cosh\left(\frac{L}{2C}\right) - 1} \quad (3-26)$$

El valor de C tiene que obtenerse por tanteos, haciendo coincidir el valor de los 2 miembros de (3-26).

La tensión T en cualquier punto del cable vale:

$$T^2 = H^2 + q^2 s^2 = q^2 C^2 + q^2 s^2 = q^2 (s^2 + C^2) \quad (3-27)$$

Pero:

$$s = C \operatorname{tg} \phi = C \frac{dz}{dx} = C \operatorname{senh} \left(\frac{x}{C} \right)$$

$$s^2 = C^2 \operatorname{senh}^2 \left(\frac{x}{C} \right) = C^2 \left[\operatorname{cosh}^2 \left(\frac{x}{C} \right) - 1 \right] = z^2 - C^2$$

Reemplazando este valor en (3-27) se tiene:

$$T^2 = q^2 (s^2 + C^2) = q^2 (z^2 - C^2 + C^2) = q^2 z^2$$

Luego:

$$T = qz \Rightarrow T_{\max} = q(C + f) \Rightarrow T_{\min} = H = qC$$

(3-28)

$$s = C \operatorname{senh} \left(\frac{x}{C} \right) = \sqrt{z^2 - C^2} \quad (3-29)$$

Si se comparan los resultados obtenidos de un cable parabólico y uno con la ecuación de una catenaria, con la misma luz L , flecha f y carga w , para relaciones f/L que no excedan de 0.1, los resultados para el cable parabólico difieren del cable con forma de catenaria en valores por defecto que no exceden de 1.5 por ciento. Esta pequeña diferencia justifica la práctica usual para puentes pequeños y medianos, de considerar todas las cargas uniformemente repartidas en proyección horizontal y que el cable toma una forma parabólica.

3.2 ANÁLISIS PRELIMINAR EN BASE A LA TEORÍA DE LA DEFLEXIÓN

Los puentes suspendidos modernos típicamente son analizados usando programas de ordenador con capacidades de análisis no lineal basadas en formulaciones de elemento finito. Tales modelos pueden tener muchos miles de grados de libertad. Obviamente, hay una necesidad de los modelos más simples que ayudan al diseñador a entender el comportamiento de la estructura en una manera no ofrecida por el análisis de elemento finito. Tales modelos son útiles para el anteproyecto y para las comprobaciones independientes de los modelos más complejos.

3.2.1. Ecuación básica de la viga de rigidez

Las siguientes hipótesis son hechas de la derivación de la ecuación diferencial descrita para la viga de rigidez del puente colgante:

1. La carga muerta (peso propio y carga muerta superimpuesta) es uniforme y es tomada solamente por el cable de suspensión.
2. Bajo la carga muerta la forma del cable es parabólica
3. Las péndolas están distribuidas continuamente a lo largo de la viga y son inextensibles (axialmente rígida).
4. Las péndolas están inicialmente verticales y permanecen verticales bajo la carga.
5. La viga de rigidez es constante para cada tramo.

Con la hipótesis (2) y usando las notaciones mostradas en la (figura 3-27) la geometría del cable bajo la carga muerta es descrita por la ec. (3-30) - (3-32).

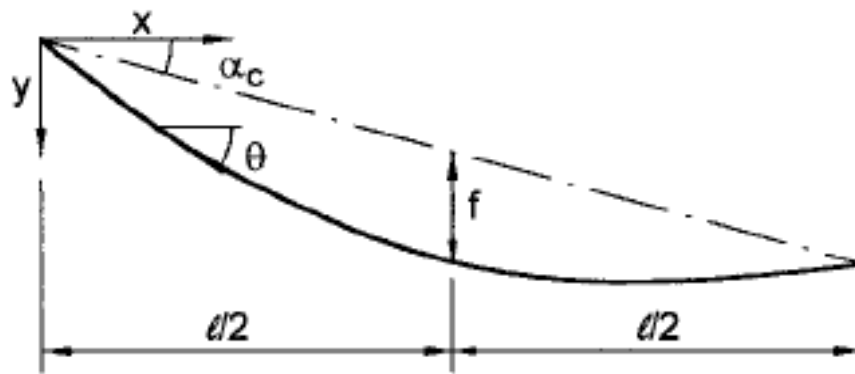


FIGURA N° 3-3: Geometría del Cable
(Fuente: Preliminary analysis of suspension bridges)

$$y = x \operatorname{tg} \alpha_c + \frac{4f}{l^2} x(l-x) \quad (3-30)$$

$$y' = \operatorname{tg} \alpha_c + \frac{4f}{l^2} (l-2x) \quad (3-31)$$

$$y'' = -\frac{8f}{l^2} \quad (3-32)$$

- y : Ordenadas del cable bajo la carga muerta;
 y' : Ángulo del cable bajo la carga muerta;
 y'' : Curvatura del cable bajo la carga muerta

Con la hipótesis 3 y ec.(3-97) las relaciones básicas del cable bajo la carga muerta son:

$$g + H_g y'' = 0 \quad (3-33)$$

$$H_g = \frac{gl^2}{8f} \quad (3-34)$$

Donde:

g : Carga muerta uniforme, la que incluye el peso del cable y

H_g : Componente horizontal de la fuerza del cable bajo la carga muerta.

La (figura 3-28) muestra las cargas actuando en la viga de rigidez y el cable de suspensión respectivamente, bajo la carga muerta y la carga viva. De las condiciones de equilibrio en un elemento diferencial de cable la ecuación que describe al cable en suspensión bajo las cargas mostradas en la figura 3-28 (a) es:

$$g + s + (H_g + H_p)(y'' + w'') = 0 \quad (3-35)$$

Donde:

H_p : Componente horizontal de la fuerza en el cable, debido a la carga viva y cambio de temperatura.

g : Carga viva

s : Fuerza distribuida en las péndolas verticales debido a la carga viva

w : Deflexión del cable bajo carga viva, igual a la deflexión de la viga de acuerdo a la hipótesis 3: y

w'' : Curvatura de la viga de rigidez bajo carga viva.

Reordenando la fórmula (3-35) se llega a la siguiente expresión para las fuerzas en las péndolas:

$$s = -g - (H_g + H_p)(y'' + w'') \quad (3-36)$$

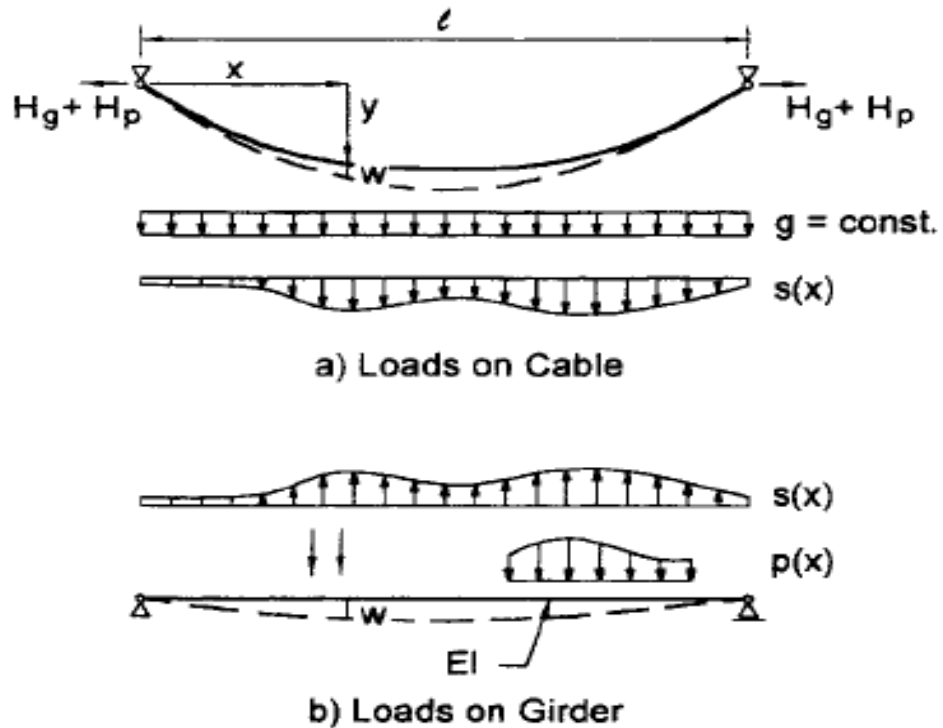


FIGURA N° 3-4: Cargas en el cable y en la viga
(Fuente: Preliminary Analysis of Suspension Bridges)

Con las cargas mostradas en la (figura 3-28b) la ecuación diferencial que describe la viga de rigidez con una constante de acuerdo a la hipótesis 5 es:

$$EI w^{(4)} = p - s \quad (3-37)$$

Donde:

$w^{(4)}$: Igual a la cuarta derivada de la deflexión de la viga

Sustituyendo ec. (3-33) y (3-36) en (3-37) y reordenándola se llega a la ecuación básica para la viga de rigidez de un puente colgante.

$$EI w^{(4)} - (H_g - H_p)w'' = p + H_p y'' \quad (3-38)$$

La ecuación (3-38) es análoga a la que describe una viga con una tensión axial bajo una carga transversal. Esta analogía es ilustrada en la (figura 3-29).

$$EIw'''' - Nw'' = q \quad (3-39)$$

Donde:

N: Tensión axial

$$N = H_g + H_p$$

q: Carga transversal

$$q = p + H_p y'' = p - H_p 8f / l^2$$

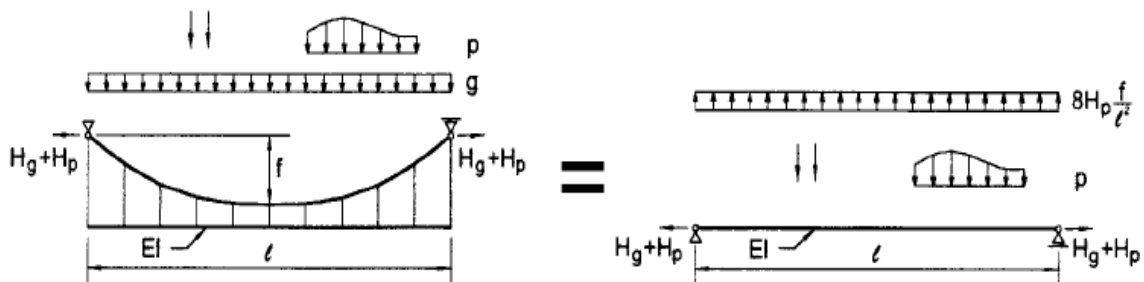


FIGURA N° 3-5: Analogía de una viga a Tensión
(Fuente: Preliminary Analysis of Suspension Bridges)

Con condiciones de borde dadas, (3-39) puede ser resuelta para la deflexión w , y subsecuentemente para el ángulo $\phi = w'$, el momento $M = -EIw''$ y el cortante $V = -EIw'''$. En la (figura 3-30) se presenta las soluciones para una viga simplemente apoyada con tensión axial y para los casos de carga de interés en el análisis de puentes colgantes. La tabla ha sido adoptada de Petersen (1993) y Rubin y Vogel en (1982). Las soluciones son presentadas en términos de coordenadas adimensionales $\xi = x/l$ y $\xi' = 1 - x/l$. El comportamiento de la viga de rigidez es caracterizada por el parámetro ε , la cual es dada por:

$$\varepsilon = l \sqrt{\frac{H_g + H_p}{EI}} \quad (3-40)$$

3.2.2. Ecuación de compatibilidad para el cable:

Para evaluar las fórmulas en la (figura 3-30), la fuerza en el cable H_p debe ser conocida. Una condición para determinar esta fuerza es dada por el requerimiento de compatibilidad de la proyección horizontal del cambio en la longitud del cable debido a la carga viva y a la temperatura del cable, igual al cambio de la distancia horizontal entre los extremos del cable (figura 3-31).

$$\Delta l = \int_l du = \delta_k - \delta_i \quad (3-41)$$

Donde:

du : Proyección horizontal del cambio en la longitud del cable de un diferencial del elemento cable;

δ_i y δ_k : Desplazamiento horizontal de los extremos del cable.

Una expresión para du puede ser derivada considerando un elemento cable de longitud ds , el cual es estirado en una cantidad εds y rotada a un ángulo ψ desde su posición original (figura 3-32). Con las relaciones geométricas mostradas en la (figura 3-27) se obtiene la ec. (3-41a y 3-41b).

$$du = \varepsilon ds \cos \theta - 2(1 + \varepsilon) ds \sin \frac{\psi}{2} \sin \left(\theta + \frac{\psi}{2} \right) \quad (3-41a)$$

$$dv = \varepsilon ds \sin \theta + 2(1 + \varepsilon) ds \sin \frac{\psi}{2} \cos \left(\theta + \frac{\psi}{2} \right) \quad (3-41b)$$

Debido a que $\varepsilon \ll 1$ y $\psi \ll 1$, las fórmulas 3-41 pueden ser simplificadas a:

$$du = \varepsilon dx - \psi dy - \frac{\psi^2}{2} dx = \varepsilon dx + \psi dx \left(\frac{dy}{dx} - \frac{\psi}{2} \right) \quad (3-42a)$$

$$dv = \varepsilon dy - \psi dx - \frac{\psi^2}{2} dy = \varepsilon dy + \psi dx \left(1 - \frac{\psi}{2} \frac{dy}{dx} \right) \quad (3-42b)$$

Con $\psi \frac{dy}{dx} \ll 1$, (3-42b) puede ser simplificada eliminando el término que involucra ψ^2 . En (3-42a) ψ es del mismo orden de magnitud de $\frac{dy}{dx} = \tan \theta$. Y por lo tanto no es inmediatamente obvio que el término ψ^2 pueda ser eliminado. Sin embargo, como se muestra en la (figura 3-33), el cuadro plotea du/dx VS θ

para valores típicos de ε y ψ , los resultados de las expresiones exacta y aproximada son cercanamente indistinguibles. Por lo tanto, se puede escribir para la fórmula 3-43a y 3-43b.

$$du = \varepsilon dx - \psi dy \quad dv = \varepsilon dy + \psi dx \quad (3-43a, b)$$

Eliminando ψ de la 3-43a y 3-43b se llega a:

$$du = \varepsilon dx \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] - dv \frac{dy}{dx} \quad (3-44)$$

El cable estirado debido a la carga viva y cambio de temperatura es dado por:

$$\varepsilon = \frac{H_p}{E_c A_c \cos \theta} + \alpha_T T = \frac{H_p}{E_c A_c} \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right]^{1/2} + \alpha_T T \quad (3-45)$$

Donde:

$E_c A_c$: Cable de rigidez

T : Cambio de temperatura en el cable de suspensión

α_T : Coeficiente expansión térmica

Combinando (3-41), (3-44) y (3-45) y con $y' = dy/dx$, $w' = dw/dx$, y $u'dx$, se obtiene.

$$\int_0^l \left[\frac{H_p}{E_c A_c} (1 + y'^2)^{3/2} + \alpha_T T (1 + y'^2) - w' y' \right] dx = \delta_k - \delta_i \quad (3-46)$$

El primer término en el integrando de la fórmula (3-46) puede ser aproximado por

$$\frac{H_p}{E_c A_c} (1 + y'^2)^{3/2} \approx \frac{H_p}{E_c A_c} \left(1 + \frac{3}{2} y'^2 + \frac{3}{8} y'^4 + \dots \right) \quad (3-47)$$

Sustituyendo en ec. (3-31) por y' y el desarrollo de la integración presenta la ecuación de compatibilidad para el cable.

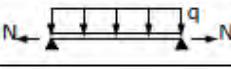
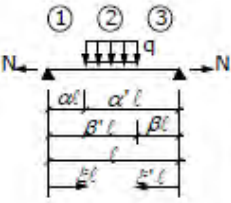
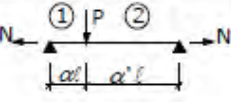


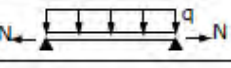
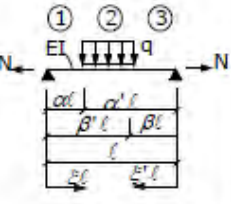
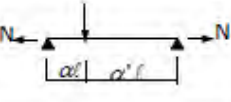


$$\frac{H_p}{E_c A_c} L_c + \alpha_T T L_T + y'' \int_l w dx = \delta_k - \delta_i \quad (3-48a)$$

Donde:

$$L_c = l \left[8 \left(\frac{f}{l} \right)^2 + \frac{1}{\cos^3 \alpha} \right] \quad (3-48b)$$

$$L_T = l \left[\frac{16}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 + \frac{1}{\cos^2 \alpha} \right] \quad (3-48c)$$

CUADRO N° 3-1: Ecuaciones para la viga con tensión axial (adaptación de Pateasen (1993) y Rubión y Vogel (1982))
(Fuente: Preliminary Analysis of Suspension Bridges)

		Deflection, $w(\xi)$	Moment, $M(\xi)$	
		$\left[\frac{1}{\varepsilon^2} \left(\frac{\cosh \varepsilon(0.5 - \xi)}{\cosh \varepsilon/2} - 1 \right) + \frac{\xi \varepsilon'}{2} \right] \frac{q \ell^2}{N}$	$\frac{1}{\varepsilon^2} \left(1 - \frac{\cosh \varepsilon(0.5 - \xi)}{\cosh \varepsilon/2} \right) q \ell^2$	
$\varepsilon = \ell \sqrt{\frac{N}{EI}}$		1	$\frac{\sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon^2 \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \beta - \cosh \varepsilon \alpha') + \frac{\xi}{2} (\alpha' - \beta^2) \frac{q \ell^2}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon^2 \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \alpha' - \cosh \varepsilon \beta) q \ell^2$
		2	$\left[\frac{1}{\varepsilon^2} \left(\frac{\cosh \varepsilon \beta \sinh \varepsilon \xi + \cosh \varepsilon \alpha' \sinh \varepsilon \xi'}{\sinh \varepsilon} - 1 \right) + \frac{1}{2} (\xi \xi' - \xi \beta^2 - \xi' \alpha'^2) \right] \frac{q \ell^2}{N}$	$\frac{1}{\varepsilon^2} \left(1 - \frac{\cosh \varepsilon \beta \sinh \varepsilon \xi + \cosh \varepsilon \alpha' \sinh \varepsilon \xi'}{\sinh \varepsilon} \right) q \ell^2$
		3	$\left[\frac{\sinh \varepsilon \xi'}{\varepsilon^2 \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \alpha - \cosh \varepsilon \beta') + \frac{\xi'}{2} (\beta'^2 - \alpha^2) \right] \frac{q \ell^2}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \xi'}{\varepsilon^2 \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \beta' - \cosh \varepsilon \alpha) q \ell^2$
		1	$\left(\alpha' \xi - \frac{\sinh \varepsilon \alpha' \sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} \right) \frac{P \ell}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \alpha' \sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} P \ell$
		2	$\left(\alpha \xi' - \frac{\sinh \varepsilon \alpha \sinh \varepsilon \xi'}{\varepsilon \sinh \varepsilon} \right) \frac{P \ell}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \alpha \sinh \varepsilon \xi'}{\varepsilon \sinh \varepsilon} P \ell$
			$\left(\xi' - \frac{\sinh \varepsilon \xi'}{\sinh \varepsilon} \right) \frac{M_i}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \xi'}{\sinh \varepsilon} M_i$
			$\left(\xi - \frac{\sinh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \right) \frac{M_k}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} M_k$
		Slope, $\varphi(\xi)$		
		$\left(\frac{1}{2} - \xi - \frac{\sinh \varepsilon(0.5 - \xi)}{\xi \cosh \varepsilon/2} \right) \frac{q \ell}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon(0.5 - \xi)}{\varepsilon \cosh \varepsilon/2} q \ell$	
$\varepsilon = \ell \sqrt{\frac{N}{EI}}$		1	$\left[\frac{\cosh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \beta - \cosh \varepsilon \alpha') - \frac{\alpha'^2 - \beta^2}{2} \right] \frac{q \ell}{N}$	$\frac{\cosh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \alpha' - \cosh \varepsilon \beta) q \ell$
		2	$\left(\frac{\cosh \varepsilon \beta \cosh \varepsilon \xi - \cosh \varepsilon \alpha \cosh \varepsilon \xi'}{\varepsilon \sinh \varepsilon} + \frac{1 + \alpha'^2 - \beta^2 - \xi}{2} \right) \frac{q \ell}{N}$	$\frac{\cosh \varepsilon \alpha \cosh \varepsilon \xi - \cosh \varepsilon \beta \cosh \varepsilon \xi'}{\varepsilon \sinh \varepsilon} q \ell$
		3	$\left[\frac{\cosh \varepsilon \xi'}{\varepsilon \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \beta' - \cosh \varepsilon \alpha) + \frac{\alpha^2 - \beta'^2}{2} \right] \frac{q \ell}{N}$	$\frac{\cosh \varepsilon \xi'}{\varepsilon \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \alpha - \cosh \varepsilon \beta') q \ell$
		1	$\left(\alpha' - \frac{\sinh \varepsilon \alpha' \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \right) \frac{P}{N}$	$\frac{\sinh \varepsilon \alpha' \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} P$
		2	$\left(\frac{\sinh \varepsilon \alpha \cosh \varepsilon \xi'}{\sinh \varepsilon} - \alpha \right) \frac{P}{N}$	$-\frac{\sinh \varepsilon \alpha \cosh \varepsilon \xi'}{\sinh \varepsilon} P$
			$\left(\frac{\varepsilon \cosh \varepsilon \xi'}{\sinh \varepsilon} - 1 \right) \frac{M_i}{N \ell}$	$-\frac{\varepsilon \cosh \varepsilon \xi'}{\sinh \varepsilon} \frac{M_i}{\ell}$
			$1 - \left(\frac{\varepsilon \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \right) \frac{M_k}{N \ell}$	$\frac{\varepsilon \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \frac{M_k}{\ell}$

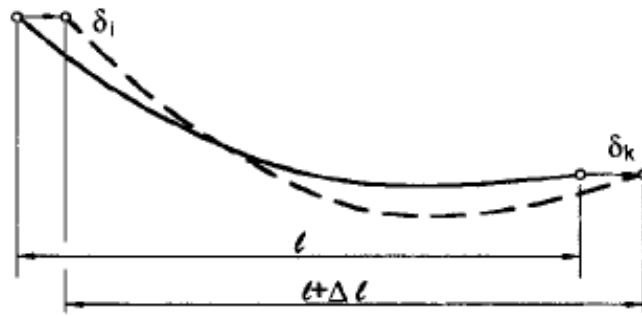


FIGURA N° 3-6: Ecuaciones de compatibilidad para el cable (Fuente: Preliminary Analysis of Suspension Bridges).

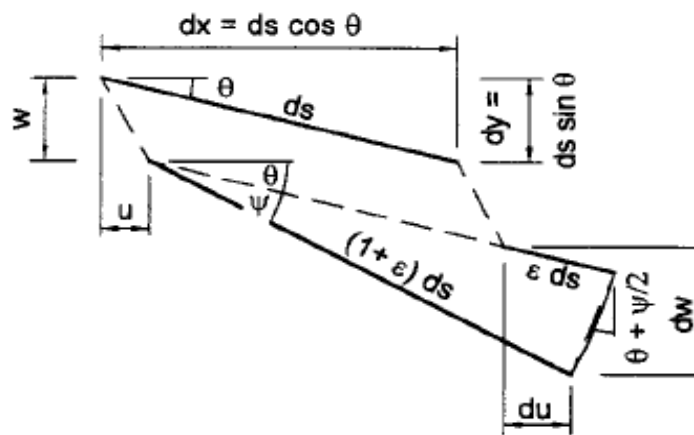


FIGURA N° 3-7: Ecuaciones de compatibilidad para el cable (Fuente: Preliminary Analysis of Suspension Bridges).

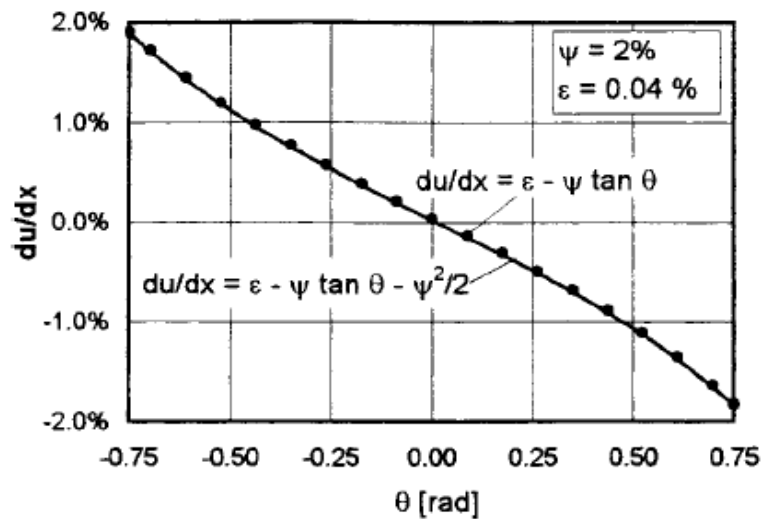


FIGURA N° 3-8: Aproximación para du/dx (Fuente: Preliminary Analysis of Suspension Bridges)

3.2.3. Solución de las ecuaciones fundamentales

La aplicación y solución de las ecuaciones fundamentales derivadas anteriormente serán demostradas en el sistema mostrado en la (figura 3-34). La rigidez a la flexión de las torres es representadas por resortes horizontales por k_b y k_c en los extremos superiores de la torres. Similarmente la rigidez de los bloques de anclaje es representada por resortes horizontales con rigideces k_a y k_d . Las deflexiones verticales de los bloques de anclaje y las torres son ignoradas.

Debido a las rigideces de las torres la fuerza horizontal del cable inducida por la carga viva y el cambio de temperatura por, H_p , es diferente para cada tramo. La fuerza Horizontal en el cable solamente para la carga muerta H_g , es asumida como constante. Esto es típicamente el caso y puede ser asegurado por la selección apropiada de la geometría del cable bajo la carga muerta y liberando las silletas de la parte superior de la torre durante la construcción. Los desplazamientos horizontales bajo la carga viva y los cambios de temperatura son relacionados a los componentes horizontales de la fuerza del cable por:

$$\delta_a = \frac{H_{p1}}{k_a} \quad \delta_b = \frac{H_{p2} - H_{p1}}{k_b} \quad (3-49a,b)$$

$$\delta_c = \frac{H_{p3} - H_{p2}}{k_c} \quad \delta_d = -\frac{H_{p3}}{k_d} \quad (3-49c,d)$$

Sustituyendo (3-49) y (3-48a) para cada tramo se llega al siguiente grupo de tres ecuaciones no lineales para tres fuerzas desconocidas H_{p1} , H_{p2} y H_{p3} . Se nota que en estas ecuaciones de deflexión w es una función de una fuerza del cable desconocida y por lo tanto no representa una variable independiente desconocida adicional.

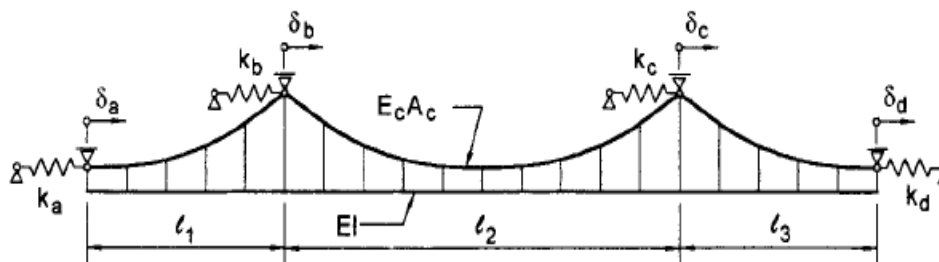


FIGURA N° 3-9: Idealización de puentes suspendidos
(Fuente: Preliminary Analysis of Suspension Bridges)

$$\frac{H_{p1}}{E_c A_c} L_{c1} + \alpha_T T L_{T1} + y'' \int_{l_1} w dx + \frac{H_{p1}}{K_a} + \frac{H_{p1} - H_{p2}}{k_b} = 0 \quad (3-50a)$$

$$\frac{H_{p2}}{E_c A_c} L_{c2} + \alpha_T T L_{T2} + y'' \int_{l_2} w dx + \frac{H_{p2} - H_{p1}}{K_b} + \frac{H_{p2} - H_{p3}}{k_c} = 0 \quad (3-50b)$$

$$\frac{H_{p3}}{E_c A_c} L_{c3} + \alpha_T T L_{T3} + y'' \int_{l_3} w dx + \frac{H_{p3} - H_{p2}}{K_c} + \frac{H_{p3}}{k_d} = 0 \quad (3-50c)$$

Si la rigidez de la torre es despreciada tenemos:

$$k_b = k_c = 0 \rightarrow H_{p1} = H_{p2} = H_{p3} = H_p \quad (3-51)$$

Para este caso la ecuación de compatibilidad (3-48a) ha sido escrita como la suma de todos los segmentos del cable desde un bloque de anclaje hasta el otro bloque de anclaje, resultando en una simple ecuación para la componente horizontal de la fuerza del cable desconocida, H_p .

$$\frac{H_p}{E_c A_c} \sum_i L_{c_i} + \alpha_T T \sum_i L_{T_i} + y'' \int_{\sum l_i} w dx + \frac{H_p}{K_a} + \frac{H_p}{k_d} = f(H_p) = 0 \quad (3-52)$$

Se nota que el mismo resultado es obtenido por la suma de las ecuaciones 3-50a a 3-50c y que los términos indeterminados con K_b y K_c en el denominador se cancelan en el proceso.

La $\int w(x)dx$ es numéricamente el mejor desarrollo basado en la regla de Simpson. Debido a que las funciones de la figura (3-30) son expresadas en los términos de la coordenada dimensional ξ , la integral debe ser escrita.

$$\int_0^l w(x)dx = l \int_0^1 w(\xi)d\xi \approx \frac{l}{3n} (w_o + 4w_1 + 2w_2 + 4w_3 + \dots + 4w_{n-1} + w_n) \quad (3-53)$$

Las ecuaciones. (3-50) y (3-52) son no lineales y deben ser resueltas iterativamente. Los pasos para la solución de la ecuación (3-52). Usando el método de iteración de Newton Raphson es presentado a continuación:

- 1) Asumir un valor inicial para H_p y seleccionar el tamaño de paso ΔH_p basado en la exactitud deseada de la solución.
- 2) Calcular la deflexión w para el H_p dado por las ecuaciones $w(\xi)$ listado en la figura 3-30. Los casos de carga a ser considerados incluyen la carga viva aplicada como una carga uniformemente distribuida dirigida hacia arriba y dada por $-H_p 8f/l^2$. [(3-39)]
- 3) Calcular la $\int w dx$ usando la integración de Simpson dada por la ec (3-53).
- 4) Calcular un nuevo valor mejorado para H_p usando 3-54 y 3-52.

$$H_{p,i+1} = H_{p,i} - \frac{f(H_{p,i}) \cdot \Delta H_p}{f(H_{p,i} + \Delta H_p) - f(H_{p,i})} \quad (3-54)$$

Donde:

$H_{p,i}$: es igual al valor actual para H_p y

$H_{p,i+1}$: Igual al nuevo valor de H_p .

- 5) Repita los pasos 2-4 hasta que $f(H_p)$ esté cerca de 0 dentro de la exactitud deseada.

El tratamiento de viga de rigidez y el cable fue desarrollado paso a paso utilizando una hoja de cálculo.

Es importante comprender que aún cuando el comportamiento de una viga suspendida sea sumamente no lineal y el principio de superposición no es válido en general, es permitido superimponer los resultados de casos de carga individuales si el mismo cable fuerza $H_g + H_p$ es usado para todos los casos de carga. Por lo tanto los métodos estándar están disponibles para determinar la continuidad de los momentos en las torres. La viga de rigidez, como se considera, es unida en las torres. X1 y X2 es aplicado para eliminar el ángulo en los resortes bajo cargas externas. Esto cede el sistema siguiente de las ecuaciones que es lineal para un valor dado de $H_g + H_p$.

$$\Delta\varphi_b^0 + X_1\Delta\varphi_b^1 + X_2\Delta\varphi_b^2 = 0 \quad (3-55a)$$

$$\Delta\varphi_c^0 + X_1\Delta\varphi_c^1 + X_2\Delta\varphi_c^2 = 0 \quad (3-55b)$$

Donde:

X_1 y X_2 : Momentos de continuidad indeterminados

$\Delta\varphi$: ángulo de b a c, respectivamente, debido a cargas aplicadas $p + H_p y$, $X_1 = 1$ y $X_2 = 1$, respectivamente.

3.3 DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS A UTILIZAR EN EL MODELAMIENTO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Los modelos utilizados para el análisis están basados en elementos tipo barra (FRAME) desarrollados en un espacio bidimensional y tridimensional.

3.3.1. El elemento FRAME

El elemento Frame es el elemento más usado para modelar el comportamiento de estructuras tipo viga-columna y reticulados en un espacio bidimensional o tridimensional.

El elemento Frame utiliza una formulación general tridimensional la cual incluye los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial, y deformaciones por corte biaxial.

El elemento es modelado como una línea recta que conecta dos puntos. Cada elemento tiene su propio sistema de coordenadas locales para poder definir las propiedades de la sección y las cargas así como también para poder interpretar los resultados.

Los elementos pueden ser prismáticos o no prismáticos. La formulación no prismática permite a la longitud del elemento ser dividida en un número de elementos sobre los cuales se pueden variar las propiedades. La variación de la rigidez flexionante puede ser lineal, parabólica o cúbica sobre cada segmento de la longitud. Las propiedades axiales, torsionales, de corte, masa y peso varían linealmente sobre cada segmento.

Cada elemento Frame puede ser sometido a cargas del tipo gravedad (en cualquier dirección), múltiples cargas concentradas, múltiples cargas distribuidas, cargas producidas por cables preesforzados y cargas debido a cambios de temperatura.

Las fuerzas internas son producidas en los extremos de cada elemento y en un número de estaciones de salida equidistantes a lo largo del elemento definidas por el usuario.

3.3.2. Nudos de conectividad

El elemento Frame es representado por una línea recta que conecta dos puntos, i y j . Ambos puntos no deben tener la misma ubicación en el espacio. Los extremos del elemento son denotados como extremo i y extremo j , respectivamente.

3.3.3. Grados de libertad

El elemento Frame activa normalmente seis grados de libertad en ambos nudos extremos, tres de desplazamientos y tres de rotación a lo largo y alrededor de sus ejes, respectivamente.

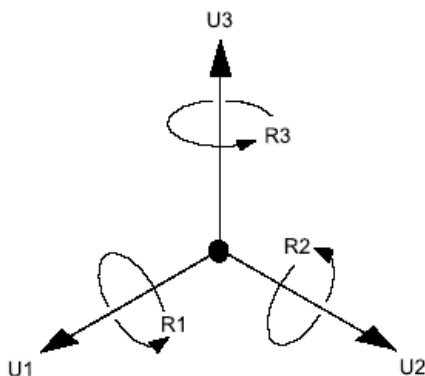


Figura N° 3-10: Grados de Libertad en nudos

3.3.4. Sistema de coordenadas locales

Cada elemento Frame tiene su propio sistema de coordenadas locales utilizado para definir propiedades de sección, cargas y efectos de salida. Los ejes de este sistema local son denotados como 1, 2 y 3. El primer eje está dirigido a lo largo de la longitud del elemento, los dos ejes restantes descansan en el plano perpendicular al elemento con una orientación especificada por el usuario.

El eje local 1 es siempre coincidente con el eje del elemento, la dirección positiva es establecida por la orientación definida desde el extremo i al extremo j. La orientación por defecto de los ejes locales 2 y 3 es determinada por la relación entre el eje local 1 y el eje global Z:

El plano local 1-2 será considerado vertical esto es paralelo al eje global Z.

El eje local 2 tendrá la orientación hacia arriba (+Z) a menos que el elemento sea vertical para lo cual deberá considerarse que el eje local 2 será horizontal siguiendo la dirección del eje global +X.

El eje local 3 es siempre horizontal, esto es que descansa en el plano X-Y.

Un elemento será considerado como vertical si el seno del ángulo entre el eje local 1 y el eje global Z es menor que 10^{-3} .

El ángulo que forma el eje local con el eje vertical es el mismo que forma el eje local 1 con el plano horizontal. Esto significa que el eje local 2 está dirigido verticalmente hacia arriba para los elementos horizontales.

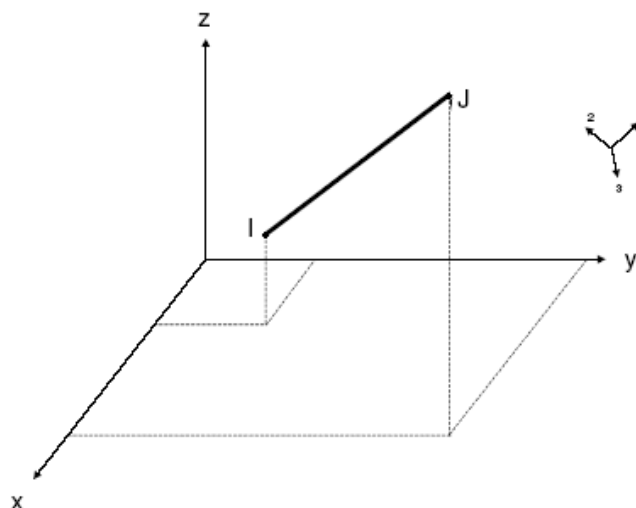


Figura N° 3.11: El elemento FRAME

3.3.5. Propiedades de sección

Las propiedades de sección de un elemento Frame son definidas como un agrupamiento de propiedades geométricas y de material que describe la sección transversal de uno o más elementos Frame. Las secciones son definidas independientemente de los elementos Frame y son asignados a los elementos. Las propiedades de sección son definidas con respecto al sistema de coordenadas locales de un elemento Frame de la manera siguiente:

La dirección 1 esta a lo largo del eje del elemento. Este eje es normal a la sección y parte de la intersección de los ejes neutros de la sección.

Las direcciones 2 y 3 son paralelas a los ejes neutros de la sección. Usualmente la dirección 2 es tomada a lo largo de la mayor dimensión (altura) de la sección y la dirección 3 a lo largo de la menor dimensión (ancho).

3.3.6. Propiedades del material

Las propiedades del material de la sección son especificadas por referencia a un material predefinido. Las propiedades del material utilizadas por la sección son:

- El módulo de elasticidad, para las rigideces axial y flexional.
- El módulo de corte para la rigideces torsional y de corte transversal, esta última es calculada en base al módulo de elasticidad y de la relación de Poisson.
- La densidad de masa (por unidad de volumen) para el cálculo de la masa del elemento.
- La densidad de peso (por unidad de volumen) para el cálculo de la carga por peso propio.
- El indicador del tipo de diseño, que indica si el material utilizado para la sección deberá ser diseñado como aluminio, acero, concreto o ninguno de ellos.

3.3.7. Tipos de carga sobre el elemento Frame

- Carga por peso propio

La carga por peso propio puede ser activada en cualquier caso de carga y

actuará sobre todos los elementos en el modelo. Para los elementos Frame, el peso propio es una fuerza que está distribuida a lo largo de la longitud del elemento. La magnitud de la carga por peso propio es igual a la densidad de peso multiplicada por el área de la sección transversal. El peso propio actúa hacia abajo, en la dirección negativa del eje global Z y puede ser escalado por un factor de multiplicidad que se aplicará a todos los elementos Frame de la estructura.

- Carga concentrada sobre la longitud del elemento

La carga concentrada sobre la longitud del elemento es utilizada para aplicar fuerzas y/o momentos concentrados en cualquier ubicación arbitraria de los elementos Frame. La dirección de la carga puede ser especificada en el sistema de coordenadas globales o en el sistema de coordenadas locales del elemento. La localización de la carga puede ser especificada en base a distancias relativas (fracción de la longitud del elemento) o distancias absolutas ambas medidas desde el nudo i.

- Carga distribuida sobre la longitud del elemento

La carga distribuida sobre la longitud del elemento es usada para aplicar fuerzas y/o momentos distribuidos sobre el elemento Frame. La intensidad de la carga puede ser uniforme o trapezoidal. La dirección de la carga puede ser especificada en el sistema de coordenadas globales o en el sistema de coordenadas locales del elemento. La longitud cargada sobre el elemento puede ser especificada en base a dos distancias relativas (fracción de la longitud del elemento) medidas desde el nudo i, a dos distancias absolutas medidas desde el nudo i, y sin especificar distancias lo cual indica que en la longitud total del elemento se está aplicando la carga.

3.3.8. Análisis de estructuras con cables

Los resultados obtenidos con los métodos tradicionales serán comparados con los encontrados en el análisis realizado con el programa de cálculo estructural SAP2000 y su característica de análisis no lineal geométrico siguiendo el proceso constructivo (Nonlinear Static Staged Construction). Esta característica es utilizada cuando se desea hacer el análisis de un puente considerando sus distintos casos de carga de acuerdo a su proceso de construcción.

SAP2000 es capaz de considerar la no linealidad geométrica en forma de efectos P-delta o efectos de grandes desplazamientos/rotaciones. La no linealidad geométrica puede ser considerada en un análisis no lineal estático paso a paso y un análisis tiempo-historia de integración directa paso a paso, incorporando la matriz de rigidez en el análisis lineal.

Si la carga sobre la estructura y/o el resultado de las deflexiones son grandes, entonces el comportamiento carga/deflexión puede convertirse en no lineal. Varias causas de este comportamiento no lineal pueden ser identificadas:

Efecto P-delta (gran esfuerzo): cuando están presentes grandes esfuerzos (o fuerzas y momentos) dentro de una estructura, las ecuaciones de equilibrio escritas para la geometría original y deformada pueden variar significativamente, incluso si las deformaciones son muy pequeñas.

Efecto de gran desplazamiento: cuando se somete a una estructura a una gran deformación (en particular, las grandes deformaciones y rotaciones), la medida ingenieril habitual del esfuerzo y la tensión ya no son aplicadas, y las ecuaciones de equilibrio deben ser escritas para la geometría deformada. Esto es cierto incluso si las tensiones son pequeñas.

No linealidad del material: cuando un material es deformado más allá de su límite de proporcionalidad, la relación esfuerzo-deformación ya no es lineal. Los materiales plásticos tensados más allá del punto de fluencia pueden mostrar la historia que dependen de conducta de comportamiento. La no linealidad del material puede afectar el comportamiento carga-deformación de la estructura, incluso cuando las ecuaciones de equilibrio de la geometría original siguen siendo válidas.

Otros efectos: Otros orígenes de no-linealidad también son posibles, incluyendo las cargas no lineales, condiciones de borde e imposiciones de deformación.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

4.1.1 Características del proyecto

El puente El Triunfo se encuentra ubicado sobre el río del Marañón en el departamento de Cajamarca. La luz libre del puente será de 140 m, que en nuestro medio corresponde a un puente de longitud intermedia.

Tipo de puente: De acuerdo a las condiciones topográficas, hidráulicas, geológicas y a las posibilidades constructivas en el lugar de ubicación del puente, se proyectó una estructura de 140.00 m de longitud del tipo colgante.

Características: El puente proyectado considera un tablero de 6.80 m de ancho, con muros de protección tipo New Jersey de 0.40 m a cada lado, veredas de 0.70 m, y sardineles de 0.20 m a cada lado, con lo cual se tendría un ancho de calzada de 4.20 m.

Superestructura: La superestructura de 140 m, longitud entre torres, está compuesta por una estructura metálica reticulada tipo Warren como viga de rigidez y un sistema de cables de suspensión y péndolas del tipo strands ASTM 586. Las torres del puente son metálicas, de apoyos articulados y de sección cajón.

Es de indicar que la calidad de acero considerado para las estructuras metálicas corresponde al M 270M (AASHTO-LRFD) o su equivalente A 709 (ASTM).

La losa de concreto, presenta un peralte de 0.20 m a lo largo del puente cuyo $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

4.1.2 Normas técnicas y especificaciones para el análisis y diseño estructural

El análisis y diseño de la estructura del puente estará basada en las partes aplicables de las normas técnicas y especificaciones de diseño siguientes:

- Normas ASTM (American Society for Testing Materials)

- Normas AISC (American Institute of Steel Construction)
- Especificaciones AASHTO versión LRFD (American Association of State Highway and Transportation Officials-Standard Specifications for Highway Bridges) 2007
- Reglamento Nacional de Estructuras – Norma Técnica de Edificación - Cargas E-020.
- Manual de Diseño de Puentes y Carreteras de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

4.1.3 Materiales

Cables:

Se utilizarán cables tipo Strand ASTM A586 para los cables principales y las péndolas.

Acero estructural:

Se utilizarán planchas y perfiles metálicos de acero ASTM A709M Grado 345 ($F_y = 350 \text{ MPa}$).

Concreto armado:

El concreto utilizado en la losa del tablero del puente tendrá una resistencia especificada a los 28 días de $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, y un acero de refuerzo corrugado ASTM A 615 grado 60 y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

4.1.4 Descripción de la estructura y dimensionamiento preliminar

El puente El Triunfo es un puente colgante biarticulado con viga rigidez, de 140.00 m de luz libre entre torres. Tiene un tablero de concreto armado con un ancho de calzada de 4.20 m correspondiente a una vía de tránsito vehicular y una superficie de desgaste de asfalto de 0.025 m de espesor.

Para dimensionar la viga de rigidez, se ha escogido una relación luz/peralte de 50, lo que lleva a un peralte entre ejes de 3.00m y se adoptó la configuración de paneles de 7.00 m de longitud. Como flecha del cable se ha escogido 1/10 de la luz o sea 14.00m y se le hace pasar al centro de la luz 0.60m encima de la viga de rigidez. Con esto la altura de las torres es de 17.60m sobre el nivel inferior de la viga de rigidez.

Para poder hacer un dimensionamiento preliminar de los elementos de cables: el cable principal y las péndolas, debemos determinar las cargas repartidas actuantes.

La carga permanente tiene el siguiente valor:

- Losa: $0.20 \times 6.80 \times 2.40 = 3.26 \text{ t/m}$
- Muro Jersey: $0.198 \times 2 \times 2.40 = 0.95 \text{ t/m}$
- Asfalto: $0.025 \times 4.20 \times 2.20 = 0.23 \text{ t/m}$
- Vigas metálicas (estimado): $= 1.50 \text{ t/m}$
- Cable + péndolas (estimado): $= 0.20 \text{ t/m}$

Esto hace un total de 6.14 t/m que es soportado por dos líneas de cables principales. Por línea de cables sería 3.07 t/m.

La sobrecarga está formada por dos partes, una sobrecarga repartida 0.96 t/m que actúa en todo el puente y un camión de 3 ejes, con un peso total de 32.74 t, que se ubica al centro del puente por ser la posición más desfavorable. Hallamos una carga repartida equivalente al peso del camión, para efectos de flexión, con un valor de P/L, de acuerdo con la norma a esta parte de la sobrecarga se le multiplica por el coeficiente de impacto. El valor total de la sobrecarga será de:

- s/c repartida $= 0.96 \text{ t/m}$
- s/c concentrada $= 32.74 \times 1.33/140 = 0.31 \text{ t/m}$

Esto hace un total de 1.27 t/m que es soportado por dos líneas de cables principales. Por línea de cables sería 0.635 t/m.

Empleando la solución aproximada, de acuerdo con (3-13), la tracción máxima en cada cable es:

$$T_a = H\sqrt{1+tg^2\phi} = \frac{wL^2}{8f}\sqrt{1+\frac{16f^2}{L^2}} = \frac{(3.07+0.635)*140^2}{8*14}*\sqrt{1+\frac{16*14^2}{140^2}} = 698.32t$$

Si aceptamos que la carga de diseño (carga muerta + carga viva + impacto) no excederá 45% de la resistencia última garantizada del cable, tenemos que:

$$T_{diseño} = \frac{T_a}{0.45} = \frac{698.32}{0.45} = 1,551.82t$$

Considerando cables de $\Phi 2 \frac{7}{8}$ " con $Rn_cable=4305 \text{ kN} = 438.8 \text{ t}$ (ver anexo N°1), tenemos:

$$No_cables = \frac{T_{diseño}}{Rn_cable} = \frac{1551.82}{438.8} = 3.5$$

Usaremos 4 cables de $\Phi 2 \frac{7}{8}$ " por línea.

La viga de rigidez es una estructura reticulada metálica conformada por secciones del tipo doble canal en las bridas, doble tee en los montantes y viga transversal y doble ángulo en las diagonales. Se ha considerado que todas las uniones de los elementos metálicos serán emperradas.

El cable principal estará compuesto por 4 cables de $\Phi 2 \frac{7}{8}$ " de diámetro a cada lado del puente, el cual tiene un desarrollo parabólico de segundo orden con una flecha de 14.00 m en el centro de luz. Las péndolas se encuentran espaciadas cada 7.00 m y están conformadas por cables de $1 \frac{1}{4}$ " de diámetro.

Las torres del puente colgante son elementos metálicos de sección cajón de 0.55x0.70 m y tienen una altura de 18.00m.

La sección transversal y la configuración estructural del puente se presentan en las figuras N° 4-1 y N° 4-2.

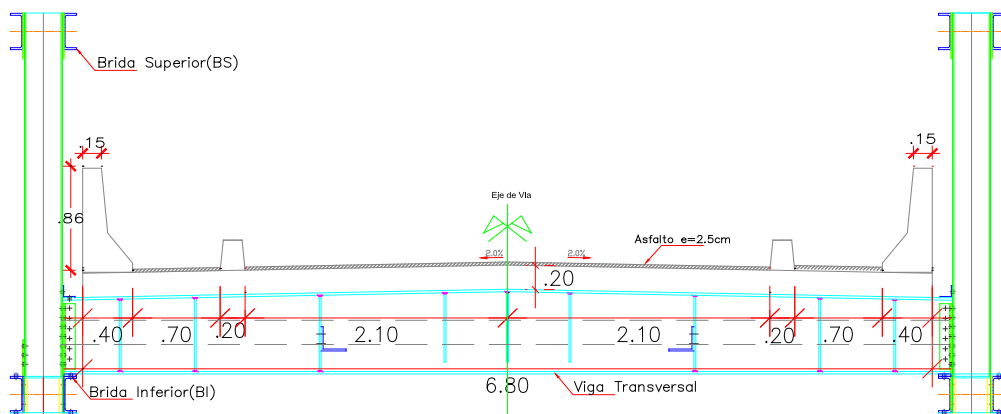


FIGURA N° 4-1 Sección transversal del puente colgante "El Triunfo"

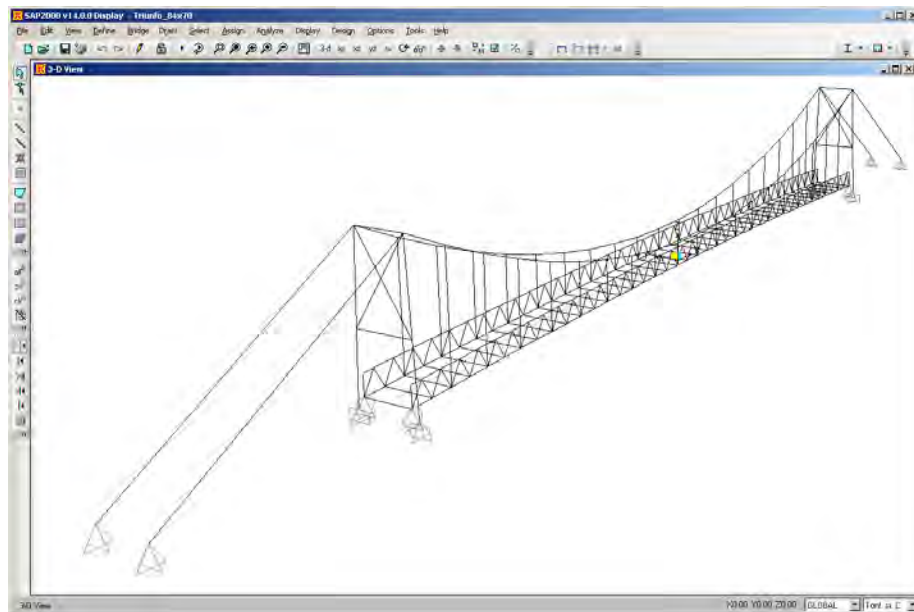


FIGURA N° 4-2: Idealización del puente

Los elementos de la viga de rigidez y las vigas transversales deberán de ser colocados por tramos de 7.00 m y suspendidos por sus respectivas péndolas. Posteriormente se realizará el vaciado por paños de la losa de concreto. A continuación se colocará la superficie de desgaste. Este procedimiento se realizará para que el cable pueda deformarse uniformemente manteniendo su forma parabólica.

4.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DEL PUNTE

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LOSA PUNTE EL TRIUNFO

DATOS GEOMETRICOS

General

N =	41	Número de vigas transversales
S =	3.5 m	Distancia entre ejes de vigas
W =	6.8 m	Ancho de losa
C =	6 m	Ancho de calzada
N _L =	2	Número de vías (calculando posible ampliacion a futuro)

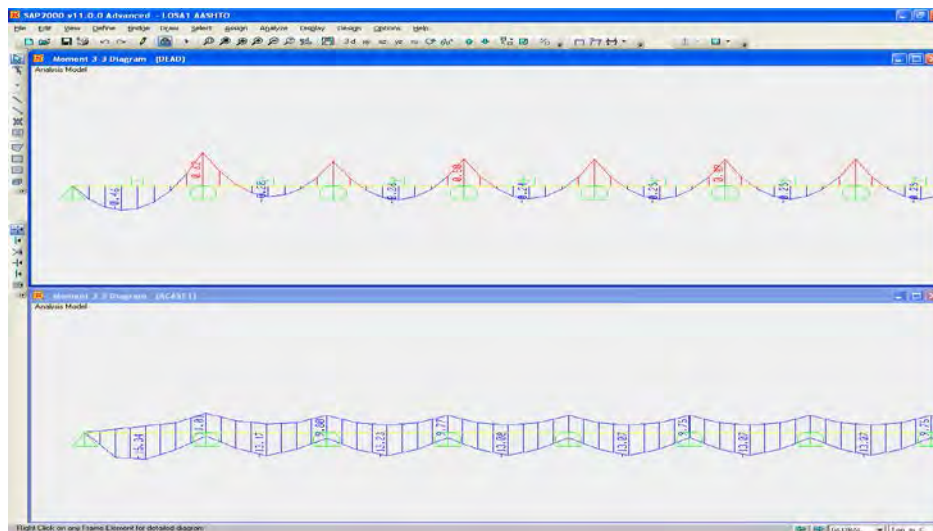
Losa	ts =	0.217 m	Espesor de losa recomendada
	ts =	0.20 m	Espesor de losa

MATERIALES

f _c losa =	280 kg/cm ²	Esfuerzo de compresión del concreto de losa
E losa =	250998 kg/cm ²	Módulo de elasticidad del concreto - losa
f _y =	4200 kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
E acero =	2038902 kg/cm ²	Módulo de elasticidad del acero
γ C°A° =	2.40 t/m ³	Peso específico del concreto armado
γ asfalto =	2.20 t/m ³	Peso específico del asfalto

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO CUANDO L<4.60

El análisis se ha realizado en una viga de ancho unitario con las cargas de peso propio y con la sobrecarga vehicular HL93 con un impacto de 33%, obteniéndose los siguientes resultados:



Resultados del análisis	Peso propio t-m/m	Sobre carga t-m/vía
M max positivo =	0.46	15.34
M max negativo =	-0.62	-11.01

Cálculo del ancho de franja para la sobrecarga vehicular para puentes con la armadura principal paralelo al tránsito De acuerdo a AASHTO cuando L<4.60m

E =	660+.55S	(+)
E =	1220+.25S	(-)
E =	2.585	(+)
E =	2.095	(-)

Por lo tanto	Peso propio	Sobre carga
	t-m/m	t-m/m
M max positivo =	0.46	8.01
M max negativo =	-0.62	-5.75

Calculamos los efectos últimos por el Método LRFD - Estado Límite Resistencia 1

$$M_u = 1.25 (M_{DC}) + 1.50 (M_{DW}) + 1.75 (M_{LL})$$

Donde

DC = Peso de componentes
DW = Peso de superficie de desgaste
LL = Sobrecarga vehicular incluye amplificación dinámica

Tenemos

$$\begin{aligned} \text{Mu positivo} &= 14.59 \text{ t-m/m} \\ \text{Mu negativo} &= -10.83 \text{ t-m/m} \end{aligned}$$

NOTA.- Realizando el analisis comparativo entre ambos casos

L < 4.60

L > 4.60

tomamos el de mayor efecto (por su carga critica con el extremo mas desfavorable

donde Mto(+) Mu positivo = 14.59 t-m/m Cuando L > 4.60M
Mu positivo = 10.96 t-m/m Cuando L < 4.60M

$$\boxed{\text{Mto}(+) \quad 33.10\%}$$

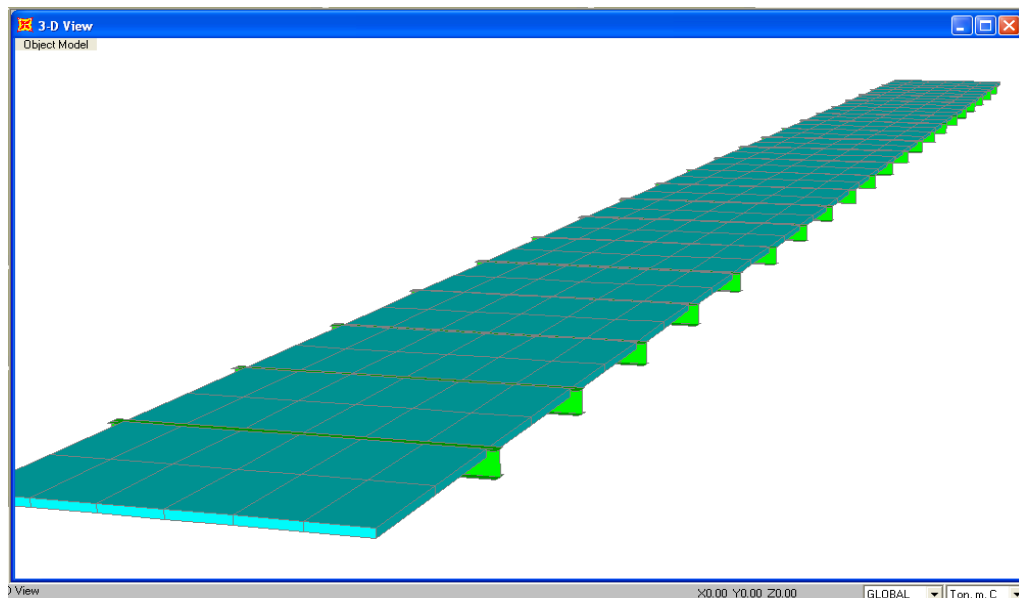
Mto(-) Mu negativo = -10.83 t-m/m Cuando L > 4.60M
Mu negativo = -9.97 t-m/m Cuando L < 4.60M

$$\boxed{\text{Mto}(-) \quad 8.63\%}$$

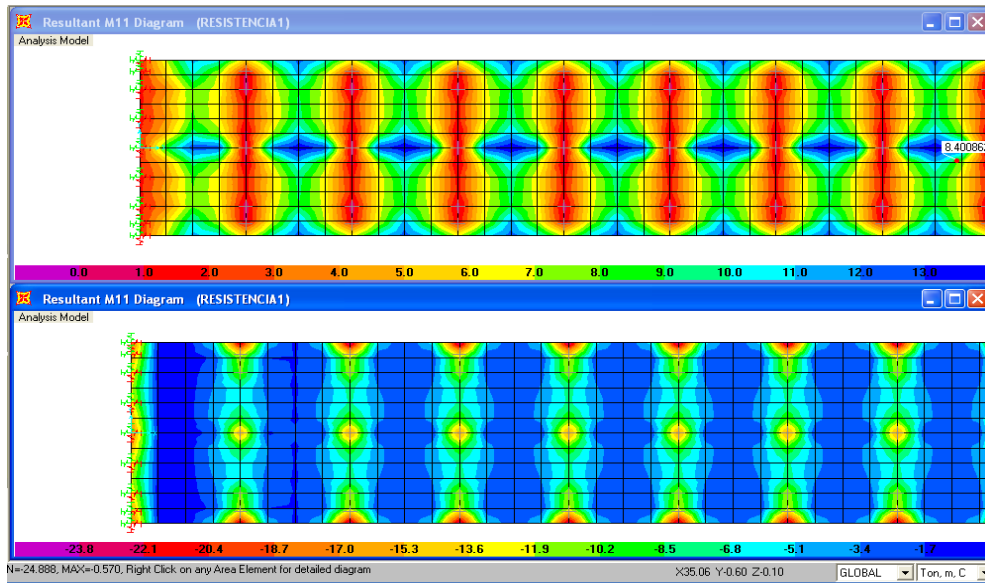
Como se puede observar, los momentos flectores últimos obtenidos para la sobrecarga HL93 de la AASHTO LRFD son mayores de acuerdo a la metodología de análisis recomendadas de las especificaciones, siendo 33% mayor para el momento flector positivo y 9% mayor para el momento flector negativo.

Debido a esto se ha procedido a hacer un modelo mas refinado en base elementos finitos, para obtener una mejor aproximación de los resultados.

El modelo utilizado para el análisis es que se muestra a continuación:



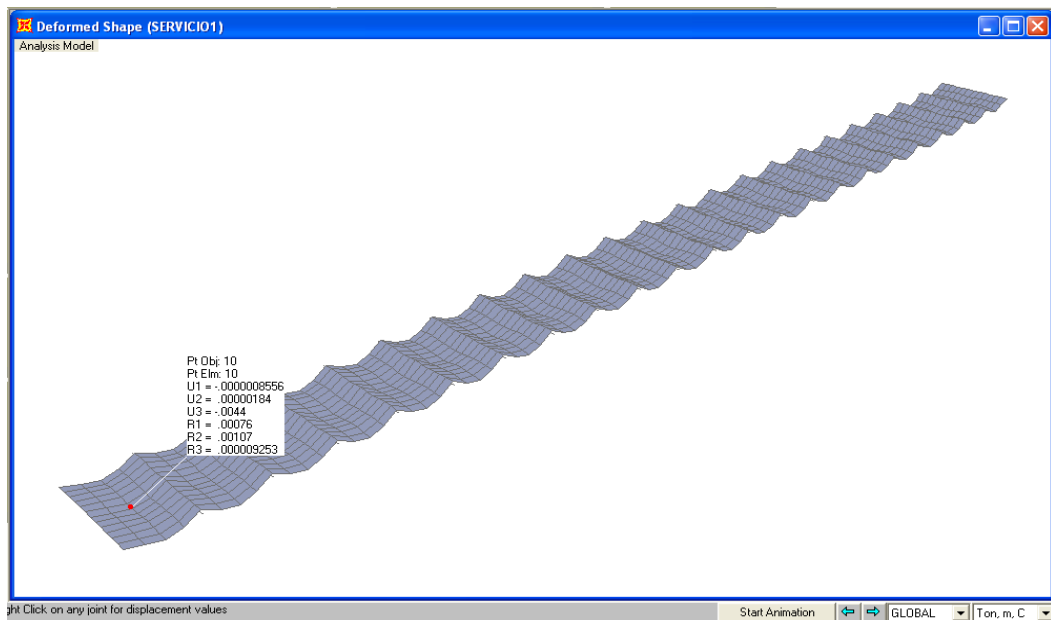
A continuación se presentan los resultados del análisis estructural



Tenemos

Mu positivo = 14.00 t-m/m
Mu negativo = -10.00 t-m/m

Como se puede observar los máximos momentos flectores obtenidos con el modelo de elementos finitos arroja momentos flectores menores a los obtenidos para el análisis realizado con la sobrecarga HL93 de un análisis aproximado. A continuación se muestra la deformada del sistema en el estado límite de Servicio 1, obteniéndose un máximo de 0.0044 m siendo este valor menor al máximo de $S/800 = 0.0057$ m.



Diseño por flexión positivo

Acero transversal

$$K_w = \frac{Mu * 10^5}{0.85 * \phi * f'_c * b} = 65.36$$

Mu (máximo) = 14.00 t-m

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2K_w} = 4.25$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f'_y} = 24.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * t_s = 3.60 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{usar} \rightarrow 24.09 \text{ cm}^2$$

Diseño As transversal	As	As total
9 ϕ 3/4 @ 0.125 cm	25.65 cm ²	25.65 cm ²

25.65 cm²

Acero Longitudinal

$$\% A_{s_d} = \frac{1750}{\sqrt{S}} = 93.54 \quad \%$$

$$A_{s_d} = \% A_{s_d} * A_s = 9.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * t_s = 3.60 \text{ cm}^2 \quad A_{s_{\text{Long.}}} = A_{s_d} + \frac{A_{s_{\min}}}{2} = 10.83 \text{ cm}^2$$

Diseño As longitudinal	As	As total
5 ϕ 1/2+5/8 @ 30 cm	10.83 cm ²	10.83 cm ²

4.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL SEGÚN LA TEORÍA DE LAS DEFLEXIONES

El método utilizado en el análisis estructural es el de la Teoría de la Deflexión para puentes colgantes. La Teoría de la Deflexión para el análisis de puentes colgantes con vigas de rigidez fue originaria de J. Melan y fue publicada por primera vez en 1888 en la segunda edición de su clásico trabajo "Theorie der eiserner Bogenbrücken und der Hängebrücken". En la publicación de la tercera edición en 1906, se presentó una traducción al inglés realizada por D. B. Steinman la cual fue publicada como "Theory of Arches and Suspension Bridges" en 1913. En la cuarta edición publicada en 1925 el profesor Melan presenta la Teoría de la Deflexión en forma amplificada. Todas las fórmulas básicas fueron desarrolladas por el profesor Melan y fueron incluidas en la presentación original.

La Teoría de la Deflexión para el análisis de puentes colgantes con vigas de rigidez está basada en las siguientes hipótesis fundamentales:

- La carga muerta (peso propio y carga muerta superimpuesta) es uniforme y es tomada solamente por el cable de suspensión.
- Bajo la carga muerta la forma del cable es parabólica

- Las péndolas están distribuidas continuamente a lo largo de la viga y son inextensibles.
- Las péndolas están inicialmente verticales y permanecen verticales bajo la carga.
- La viga de rigidez es constante para cada tramo.

Asimismo, se ha realizado un análisis en base al programa de cálculo electrónico SAP2000 versión 14.0.0 desarrollado por la CSI de Berkeley California y su característica de análisis no lineal geométrico siguiendo el proceso constructivo (Nonlinear Static Staged Construction). Esta característica es utilizada cuando se desea hacer el análisis de un puente considerando sus distintos casos de carga de acuerdo a su proceso de construcción, considerando no linealidad geométrica en forma de efectos P-delta o efectos de grandes desplazamientos/rotaciones. La no linealidad geométrica puede ser considerada en un análisis no lineal estático paso a paso y un análisis tiempo-historia de integración directa paso a paso, incorporando la matriz de rigidez en el análisis lineal.

A continuación se presentan las características geométricas del puente colgante, los cables, las péndolas, los elementos de la viga de rigidez como son las bridas, montantes y diagonales, las vigas transversales y la losa de concreto, con la finalidad de determinar el peso total de la estructura.

La sobrecarga vehicular utilizada en la verificación estructural es la HL'93 correspondiente a las especificaciones AASHTO versión LRFD y al Manual de Diseño de Puentes del MTC, la cual es la que se indica en el siguiente Gráfico N° 3a y N° 3b.

Para la asimetría de la sobrecarga vehicular para el análisis con la Teoría de Deflexión se ha calculado el factor de distribución lateral de carga de acuerdo a la Ley de Momentos o Regla de la Palanca con lo que se obtiene el porcentaje de sobrecarga vehicular que toma la viga de rigidez del puente. Asimismo, se ha considerado un 33% como factor de amplificación dinámica siguiendo los lineamientos de la normatividad vigente.

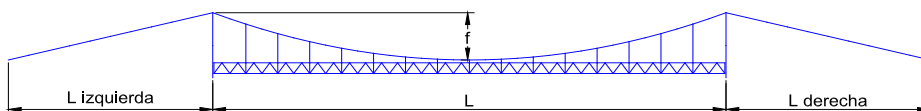
4.3.1 Metrado de cargas

En base al predimensionamiento preliminar, se establecieron dimensiones preliminares para los componentes de la estructura del puente, con lo cual se calculó las cargas muertas actuantes en él.

PUENTE TRIUNFO PUENTE COLGANTE CON FIADORES DESCARGADOS

Geometría

L izquierda =	35.00 m	Longitud de fiadores
L derecha =	35.00 m	Longitud de fiadores
L =	140.00 m	Longitud principal
f =	14.00 m	Flecha del cable ($f = L/10$)
f =	14.00 m	Flecha del cable (para el Diseño $f = L/10$)
n =	0.10	Relación f/L



Propiedades Mecánicas

$E_c =$	16522700 t/m ²	Elasticidad del cable principal
$E_v =$	2038901.9 t/m ²	Elasticidad de la viga de rigidez
$\delta_{con} =$	2.4 t/m ³	Peso Especifico del Concreto
$\delta_{ace} =$	7.85 t/m ³	Peso Especifico del Acero
$\delta_{cable} =$	6.171 t/m ³	Peso Especifico del Cable
$\delta_{pend} =$	6.164 t/m ³	Peso Especifico de la Pendola
$\delta_{asf} =$	2.2 t/m ³	Peso Especifico del Asfalto

Propiedades Geométricas

Cable		
$\phi =$	4 ϕ 2-7/8"	Diametro del cable principal
$A_c =$	1.67E-02 m ²	Area del cable principal
$W_c =$	0.103 t/m	Peso de 4 cables

Pendolas

$\phi =$	1 ϕ 1-1/4"	Diametro de pendolas
$A_c =$	7.91E-04 m ²	Area del cable pendola
$W_c =$	0.005 t/m	Peso de pendola

Viga de rigidez

H =	3.00 m	Altura de la viga de rigidez
Dy =	7.40 m	Distancia transversal entre vigas de rigidez

Brida Superior

BS =	2 C 300x100	Sección brida superior
$A_{BS} =$	1.14E-02 m ²	Area brida superior
$I_{BS} =$	1.61E-04 m ⁴	Inercia brida superior

Brida Inferior

$B_I =$	2 C 300x100	Sección brida inferior
$A_{BI} =$	1.14E-02 m ²	Area brida inferior
$I_{BI} =$	1.61E-04 m ⁴	Inercia brida inferior

Montantes

$N_M =$	42	Numero de montantes
M =	305X165X40	Sección montante
$A_M =$	5.06E-03 m ²	Area montante
$L_M =$	3.000 m	Longitud de montantes

Diagonales

$N_D =$	160	Número de diagonales
$D =$	L 150x150x18	Sección diagonal
$A_D =$	1.02E-02 m ²	Area diagonal
$L_D =$	3.350 m	Longitud de diagonal

Viga Transversal

$N_{VT} =$	41	Número de vigas transversales
$VT =$	Sección soldada	Sección viga transversal
$A_{VT} =$	3.49E-02 m ²	Area viga transversal

Losa

$t_s =$	0.20 m	Espesor de la losa
$C =$	6.80 m	Ancho de calzada
$V =$	0.20 m	Area muro Jersey
$H_v =$	0.04 m	Area del sardinel
$e =$	0.03 m	Espesor de asfalto

Metrado

Viga de rigidez		
Bridas sup =	3.192 m ³	Volumen total de bridas superior
Bridas inf =	3.192 m ³	Volumen total de bridas inferior
Montante =	0.638 m ³	Volumen total de montantes
Diagonales =	5.467 m ³	Volumen total de diagonales
V trasv =	10.589 m ³	Volumen total de transversales
% adicional =	2.308 m ³	Volumen adicional de elementos n/c
V Total =	25.386 m ³	Volumen total de estructura metálica
Peso Viga(PV) =	199.278 t	Peso total de estructura metálica
Cables		
$L_c =$	287.297 m	Longitud total de cable entre torres
$L_f \text{ izq} =$	75.392 m	Longitud de cable fiador descargado izq
$L_f \text{ der} =$	75.392 m	Longitud de cable fiador descargado der
$L \text{ total} =$	438.082 m	Longitud total de cables
Peso cables (PC)=	45.255 t	Peso total de cables
Péndolas		
$L_p \text{ total} =$	197.160 m	Longitud total de péndolas
Peso péndolas (PP) =	0.961 t	Peso total de péndolas
Tablero		
$A \text{ losa} =$	1.8452 m ²	Área de losa y veredas
P losa (PL)=	619.99 t	Peso losa
P asf (PA)=	52.36 t	Peso asfalto
$\text{Peso}_{DC} =$	865.48 t	
$\text{Peso}_{DW} =$	52.36 t	
$\text{Peso}_{TOTAL} =$	917.84 t	
$g_{DC} =$	6.182 t/m	
$g_{DW} =$	0.374 t/m	
$g_{TOTAL} =$	6.556 t/m	
Peso por lado		
$g =$	3.278 t/m	
$g =$	32.124 kN/m	

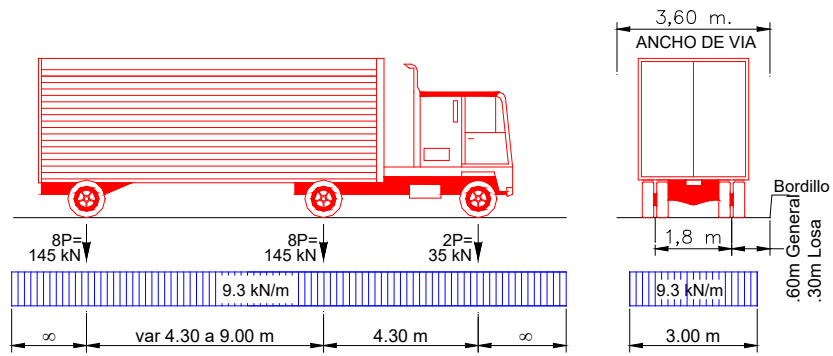


FIGURA N° 4-3a: Subsistema K de la sobrecarga vehicular HL'93

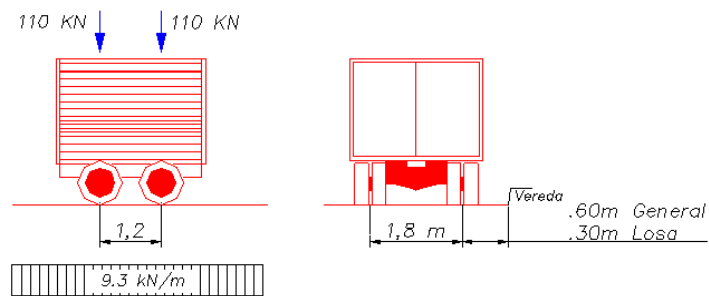


FIGURA N° 4-3b: Subsistema M de la sobrecarga vehicular HL'93

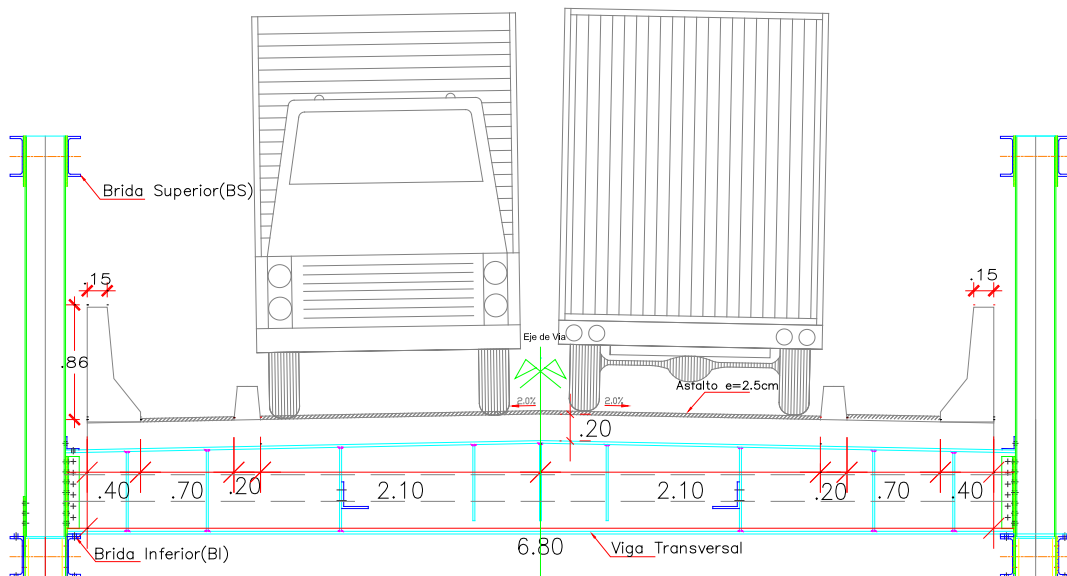


FIGURA N° 4-4: Ubicación de la sobrecarga vehicular para el máximo efecto

4.3.2 Cálculo de la tensión máxima en el cable principal

Los datos para el cálculo de la tensión máxima en el cable son los siguientes:

CALCULO DE LA TENSION EN EL CABLE

$g_{DC} =$	30.292	kN/m	Carga distribuida de componentes estructurales por lado
$g_{DW} =$	1.833	kN/m	Carga distribuida de superficie de desgaste por lado
$g =$	32.124	kN/m	Carga distribuida total del peso DC+DW por lado
$w_1 =$	0.00	kN/m	Carga distribuida de la sobrecarga vehicular
$w_2 =$	5.39	kN/m	Carga distribuida de la sobrecarga vehicular
$w_3 =$	0.00	kN/m	Carga distribuida de la sobrecarga vehicular
$P_1 =$	27.00	kN	Carga de eje del camion de la sobrecarga vehicular
$P_2 =$	111.85	kN	Carga de eje del camion de la sobrecarga vehicular
$P_3 =$	111.85	kN	Carga de eje del camion de la sobrecarga vehicular
$E =$	203890.19	MPa	Modulo de Elasticidad de la viga de rigidez
$I =$	0.0516	m ⁴	Inercia de la Viga de rigidez
$E_c =$	1652270	MPa	Modulo de Elasticidad del cable principal
$A_c =$	16740	mm ²	Area neta del cable principal
$l_1 =$	35.00	m	Longitud del fiador - tramo izquierdo
$l_2 =$	140.00	m	Longitud principal entre torres
$l_3 =$	35.00	m	Longitud del fiador - tramo derecho
$n =$	0.10		No de datos
$w_f =$	0.00		Carga en tramo del fiador si=1, no=0
$EI =$	1.05E+07	kN-m ²	
$E_c A_c =$	2.77E+07	kN	
$E_c A_c =$	5.86E+02	kN	
$f =$	14.00	m	considerando la flecha del eje cenctral mas
$f/l =$	0.88	m	(diferencia del nivel con la horizontal)
$f/L =$	0.03		

Cálculo de la tensión horizontal por DC y DW

$$H_g = \frac{g \ell^2}{8f}$$

$H_{gDC} =$	5301.07	kN	Tensión en el cable por efectos de componentes estructurales
$H_{gDW} =$	320.71	kN	Tensión en el cable por efectos de superficie de desgaste
$H_g =$	5621.78	kN	$H_{gDC} + H_{gDW}$

Cálculo de parámetros

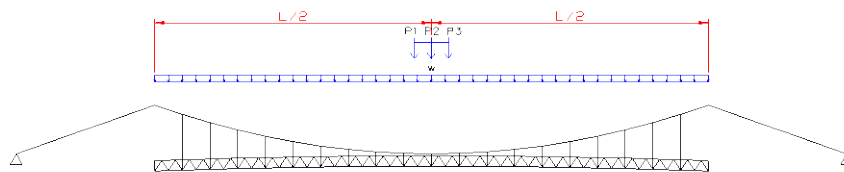
$\alpha_0 =$	0.00	deg	Ángulo que forma el cable fiador
$\alpha_1 =$	21.80	deg	Ángulo que forma la cuerda del cable
$\alpha_2 =$	0	deg	Para Torres al mismo nivel
$\alpha_3 =$	21.80	deg	Ángulo que forma la cuerda del cable
$\alpha_4 =$	0.00	deg	Ángulo que forma el cable fiador
$y''_1 =$	-0.005714	1/m	Tramo lateral izquierdo
$y''_2 =$	-0.005714	1/m	Tramo central
$y''_3 =$	-0.005714	1/m	Tramo lateral derecho

$$y'' = -\frac{8f}{l^2}$$

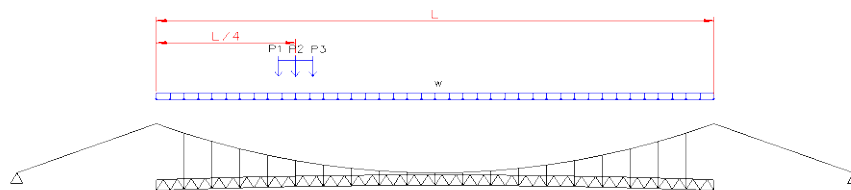
Cálculo de la tensión horizontal por sobrecarga vehicular "Hp"

Posiciones de sobrecarga vehicular HL-93

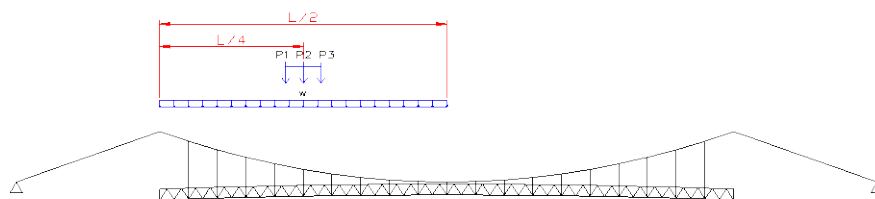
Posición 1



Posición 2



Posición 3



Para el cálculo de la tensión máxima en el cable se ha considerado tres posiciones para la sobrecarga HL-93. Asimismo, para los efectos del camión, se considera los valores de α y α' en las posiciones indicadas.

Se indica que los valores de p y P_i que corresponden a la sobrecarga del camión HL-93K, los cuales ya se encuentran afectados por el factor de amplificación dinámica de 33% y el factor de concentración calculado $C_c=0.58$, debido a que el análisis corresponde a la mitad del puente.

Carga distribuida en el tramo central (kN/m) para diferentes disposiciones de sobrecarga vehicular HL-93			
	Posición 1	Posición 2	Posición 3
$q_2 =$	-8.13	-7.45	-4.73

$$q = H_p \times y''$$

$$L_{c2} = 151.20 \text{ m}$$

$$L_{c1} = L_{c3} = 93.90 \text{ m}$$

longitud cable principal
longitud del cable en fiador

$$L_c = \ell \left[8 \left(\frac{f}{\ell} \right)^2 + \frac{1}{\cos^3 \alpha} \right]$$

$$M_i = 0 \text{ t-m}$$

$$M_k = 0 \text{ t-m}$$

M_i, M_k : momentos en la viga de rigidez

Carga axial en el cable (kN) para diferentes disposiciones de sobrecarga vehicular HL-93			
	Posición 1	Posición 2	Posición 3
$H_g =$	5621.78	5621.78	5621.78
$H_{p2} =$	1423.02	1303.03	828.25
$N_2 =$	7329.40	7185.42	6615.68

Calculado por iteraciones sucesivas utilizando el método de Newton-Raphson en condiciones de servicio (Tablas 4.1, 4.2 y 4.3)

Aplicando el factor $m=1.2$ correspondiente a múltiple presencia vehicular para una vía cargada se tiene:

$$N = H_g + 1.2 \cdot H_p$$

Considerando la rigidez de los bloques de anclaje como infinitamente rígida y aplicando el método iterativo de Newton Raphson para obtener la fuerza horizontal " H_p ", producida por la sobrecarga vehicular se resuelve la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{H_p}{E_c A_c} \sum_i L_{ci} + \alpha_T T \sum_i L_{Ti} + y'' \int_{\sum \ell_i} w dx + \frac{H_p}{k_a} + \frac{H_p}{k_d} = f(H_p) = 0$$

...(a)

Resolviendo la ecuación diferencial indicada tenemos que la máxima tensión por sobrecarga en el cable principal considerando el factor de amplificación de carga para el Estado Límite de Servicio tenemos H_p .

Para la posición 1, tenemos:

$\Delta H_p =$	0.001
----------------	-------

H _p (kN)	f(H _p)	ΔH_p	H _p + ΔH_p	f(H _p + ΔH_p)	H _p (i+1)	
1423.02	4.91E-10	0.001	1423.02	5.96E-09	1423.02	0.000
$\diamond \#$	3.69		$\diamond \square$	'		
•	0.0		0.469	0.531		
•	0.0		0.500	0.500		
$\diamond =$	1.0		0.531	0.469		

Para la posición 2, tenemos:

$\Delta H_p =$	0.001
----------------	-------

H _p (kN)	f(H _p)	ΔH_p	H _p + ΔH_p	f(H _p + ΔH_p)	H _p (i+1)	
1295.49	2.17E-07	0.001	1295.49	2.23E-07	1295.45	0.040
$\diamond \#$	3.69		$\diamond \square$	'		
•	0.0		0.469	0.531		
•	0.0		0.250	0.500		
$\diamond =$	1.0		0.531	0.469		

Para la posición 3, tenemos:

$\Delta H_p =$	0.001
----------------	-------

H _p (kN)	f(H _p)	ΔH_p	H _p + ΔH_p	f(H _p + ΔH_p)	H _p (i+1)	
826.05	0.00E+00	0.001	826.05	5.47E-09	826.05	0.000
$\diamond \#$	3.69		$\diamond \square$	'		
•	0.0		0.469	0.531		
•	0.5		0.250	0.500		
$\diamond =$	0.5		0.531	0.469		

Las tablas 4-1, 4-2 y 4-3 lista las deflexiones de la viga cada 1/20 puntos para los casos individuales de carga H_pY", p, P1, P2, P3, Mb, y Mc. Estas deflexiones son evaluadas usando las formulas para w(\diamond) en la figura 1 . Tambien se muestra la superposicion de los casos de carga y la integracion numerica basada en (b) . La evaluaci3n de (a) confirma que los valores para H_p son correctos.

$$\int_0^{\ell} w(x) dx = \ell \int_0^1 w(\xi) d\xi \quad \dots(b)$$

$$\approx \frac{\ell}{3n} (w_0 + 4w_1 + 2w_2 + 4w_3 + \dots + 4w_{n-1} + w_n)$$

		Deflection, $w(\xi)$
		$\left[\frac{1}{\epsilon^2} \left(\frac{\cosh \epsilon(0.5 - \xi)}{\cosh \epsilon/2} - 1 \right) - \frac{\xi \epsilon'}{2} \right] \frac{q l^2}{N}$
$\epsilon = l \sqrt{\frac{N}{EI}}$		
	1	$\left[\frac{\sinh \epsilon \xi}{\epsilon^2 \sinh \epsilon} (\cosh \epsilon \beta - \cosh \epsilon \alpha') + \frac{\xi}{2} (\alpha' - \beta^2) \right] \frac{q l^2}{N}$
	2	$\left[\frac{1}{\epsilon^2} \left(\frac{\cosh \epsilon \beta \sinh \epsilon \xi + \cosh \epsilon \alpha \sinh \epsilon \xi}{\sinh \epsilon} - 1 \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{\xi \epsilon'}{\epsilon} - \xi \beta^2 - \xi \alpha^2 \right) \right] \frac{q l^2}{N}$
	3	$\left[\frac{\sinh \epsilon \xi'}{\epsilon^2 \sinh \epsilon} (\cosh \epsilon \alpha - \cosh \epsilon \beta') + \frac{\xi'}{2} (\beta'^2 - \alpha^2) \right] \frac{q l^2}{N}$
	1	$\left(\alpha' \xi - \frac{\sinh \epsilon \alpha' \sinh \epsilon \xi}{\epsilon \sinh \epsilon} \right) \frac{P l}{N}$
	2	$\left(\alpha \xi' - \frac{\sinh \epsilon \alpha \sinh \epsilon \xi'}{\epsilon \sinh \epsilon} \right) \frac{P l}{N}$
		$\left(\xi - \frac{\sinh \epsilon \xi'}{\sinh \epsilon} \right) \frac{M_1}{N}$
		$\left(\xi - \frac{\sinh \epsilon \xi}{\sinh \epsilon} \right) \frac{M_2}{N}$
		Slope, $\phi(\xi)$
		$\left(\frac{1}{2} - \xi - \frac{\sinh \epsilon(0.5 - \xi)}{\epsilon \cosh \epsilon/2} \right) \frac{q l}{N}$
$\epsilon = l \sqrt{\frac{N}{EI}}$		
	1	$\left[\frac{\cosh \epsilon \xi}{\epsilon \sinh \epsilon} (\cosh \epsilon \beta - \cosh \epsilon \alpha') - \frac{\alpha^2 - \beta^2}{2} \right] \frac{q l}{N}$
	2	$\left(\frac{\cosh \epsilon \beta \cosh \epsilon \xi - \cosh \epsilon \alpha \cosh \epsilon \xi}{\epsilon \sinh \epsilon} + \frac{1 + \alpha^2 - \beta^2}{2} - \xi \right) \frac{q l}{N}$
	3	$\left[\frac{\cosh \epsilon \xi'}{\epsilon \sinh \epsilon} (\cosh \epsilon \beta' - \cosh \epsilon \alpha) + \frac{\alpha^2 - \beta'^2}{2} \right] \frac{q l}{N}$
	1	$\left(\alpha' - \frac{\sinh \epsilon \alpha' \cosh \epsilon \xi}{\sinh \epsilon} \right) \frac{P}{N}$
	2	$\left(\frac{\sinh \epsilon \alpha \cosh \epsilon \xi'}{\sinh \epsilon} - \alpha \right) \frac{P}{N}$
		$\left(\frac{\epsilon \cosh \epsilon \xi'}{\sinh \epsilon} - 1 \right) \frac{M_1}{N l}$
		$1 - \left(\frac{\epsilon \cosh \epsilon \xi}{\sinh \epsilon} \right) \frac{M_2}{N l}$

FIGURA N° 4-5: Extracto de la Figura N° 3-1 Ecuaciones para la viga con tensión axial

ξ	x (m)	Deflexion (m)								Integracion Numerica		
		$w_{Hp^*y^*}$	w_p (HL-93)	w_{p1} (HL-93)	w_{p2} (HL-93)	w_{p3} (HL-93)	w_{Mi}	w_{Mk}	$\sum \omega$	Weight	$\sum \omega^*$ Weight	$\int w dx$
0.00	35.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	0.000	
0.05	42.00	-0.262	0.174	0.009	0.037	0.035	0.000	0.000	-0.007	4	-0.027	
0.10	49.00	-0.516	0.342	0.018	0.073	0.070	0.000	0.000	-0.012	2	-0.023	
0.15	56.00	-0.753	0.500	0.027	0.108	0.104	0.000	0.000	-0.014	4	-0.056	
0.20	63.00	-0.970	0.643	0.035	0.142	0.137	0.000	0.000	-0.013	2	-0.026	
0.25	70.00	-1.160	0.769	0.043	0.173	0.167	0.000	0.000	-0.008	4	-0.032	
0.30	77.00	-1.320	0.876	0.049	0.200	0.194	0.000	0.000	0.000	2	-0.001	
0.35	84.00	-1.448	0.960	0.055	0.224	0.218	0.000	0.000	0.010	4	0.039	
0.40	91.00	-1.540	1.022	0.059	0.242	0.237	0.000	0.000	0.020	2	0.041	
0.45	98.00	-1.596	1.059	0.062	0.255	0.251	0.000	0.000	0.030	4	0.118	
0.500	105.00	-1.615	1.071	0.062	0.259	0.257	0.000	0.000	0.035	2	0.069	
0.55	112.00	-1.596	1.059	0.060	0.255	0.256	0.000	0.000	0.033	4	0.133	
0.60	119.00	-1.540	1.022	0.057	0.242	0.245	0.000	0.000	0.027	2	0.053	
0.65	126.00	-1.448	0.960	0.053	0.224	0.228	0.000	0.000	0.017	4	0.069	
0.70	133.00	-1.320	0.876	0.047	0.200	0.205	0.000	0.000	0.008	2	0.016	
0.75	140.00	-1.160	0.769	0.040	0.173	0.177	0.000	0.000	0.000	4	-0.001	
0.80	147.00	-0.970	0.643	0.033	0.142	0.146	0.000	0.000	-0.006	2	-0.012	
0.85	154.00	-0.753	0.500	0.025	0.108	0.112	0.000	0.000	-0.008	4	-0.034	
0.90	161.00	-0.516	0.342	0.017	0.073	0.076	0.000	0.000	-0.008	2	-0.016	
0.95	168.00	-0.262	0.174	0.009	0.037	0.038	0.000	0.000	-0.005	4	-0.019	
1.00	175.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	0.000	1.361

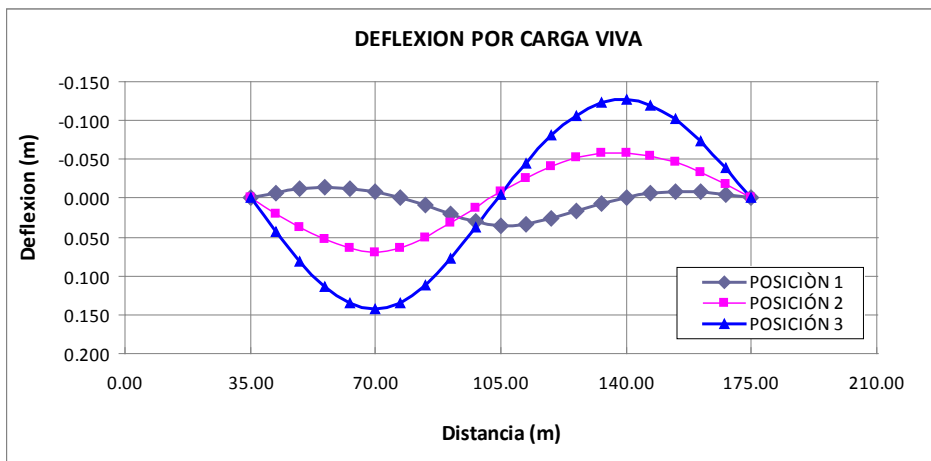
Cuadro N° 4-1: Deflexión en la viga de rigidez e integración numérica (Posición de carga 1)

ξ	x (m)	Deflexion (m)								Integracion Numerica		
		$w_{Hp^*y^*}$	w_p (HL-93)	w_{p1} (HL-93)	w_{p2} (HL-93)	w_{p3} (HL-93)	w_{Mi}	w_{Mk}	$\sum \omega$	Weight	$\sum \omega^*$ Weight	$\int w dx$
0.00	35.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	0.000	
0.05	42.00	-0.245	0.177	0.009	0.038	0.040	0.000	0.000	0.019	4	0.078	
0.10	49.00	-0.482	0.349	0.017	0.075	0.078	0.000	0.000	0.038	2	0.076	
0.15	56.00	-0.704	0.510	0.025	0.109	0.114	0.000	0.000	0.054	4	0.215	
0.20	63.00	-0.906	0.656	0.031	0.138	0.145	0.000	0.000	0.065	2	0.130	
0.250	70.00	-1.083	0.785	0.036	0.161	0.171	0.000	0.000	0.069	4	0.277	
0.30	77.00	-1.233	0.893	0.039	0.176	0.189	0.000	0.000	0.064	2	0.128	
0.35	84.00	-1.352	0.980	0.040	0.184	0.200	0.000	0.000	0.051	4	0.203	
0.40	91.00	-1.439	1.042	0.040	0.186	0.203	0.000	0.000	0.033	2	0.065	
0.45	98.00	-1.491	1.080	0.039	0.183	0.201	0.000	0.000	0.012	4	0.049	
0.50	105.00	-1.509	1.093	0.038	0.176	0.194	0.000	0.000	-0.008	2	-0.015	
0.55	112.00	-1.491	1.080	0.036	0.166	0.183	0.000	0.000	-0.026	4	-0.103	
0.60	119.00	-1.439	1.042	0.033	0.153	0.170	0.000	0.000	-0.041	2	-0.082	
0.65	126.00	-1.352	0.980	0.030	0.138	0.153	0.000	0.000	-0.052	4	-0.207	
0.70	133.00	-1.233	0.893	0.026	0.121	0.135	0.000	0.000	-0.058	2	-0.115	
0.75	140.00	-1.083	0.785	0.022	0.103	0.115	0.000	0.000	-0.059	4	-0.110	
0.80	147.00	-0.906	0.656	0.018	0.084	0.093	0.000	0.000	-0.055	2		
0.85	154.00	-0.704	0.510	0.014	0.064	0.071	0.000	0.000	-0.046	4	-0.184	
0.90	161.00	-0.482	0.349	0.009	0.043	0.047	0.000	0.000	-0.033	2	-0.067	
0.95	168.00	-0.245	0.177	0.005	0.021	0.024	0.000	0.000	-0.018	4	-0.070	
1.00	175.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	0.000	1.239

Cuadro N° 4-2: Deflexión en la viga de rigidez e integración numérica (Posición de carga 2)

ξ	x (m)	Deflexion (m)								Integracion Numerica		
		$w_{Hp^*y^*}$	w_p (HL-93)	w_{p1} (HL-93)	w_{p2} (HL-93)	w_{p3} (HL-93)	w_{Mi}	w_{Mk}	$\sum \omega$	Weight	$\sum \omega^*$ Weight	$\int w dx$
0.00	35.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	0.000	
0.05	42.00	-0.169	0.117	0.010	0.042	0.043	0.000	0.000	0.042	4	0.170	
0.10	49.00	-0.332	0.229	0.019	0.082	0.085	0.000	0.000	0.081	2	0.163	
0.15	56.00	-0.486	0.331	0.027	0.118	0.124	0.000	0.000	0.114	4	0.454	
0.20	63.00	-0.625	0.419	0.034	0.150	0.158	0.000	0.000	0.135	2	0.271	
0.250	70.00	-0.748	0.492	0.039	0.175	0.186	0.000	0.000	0.144	4	0.574	
0.30	77.00	-0.851	0.548	0.042	0.191	0.206	0.000	0.000	0.135	2	0.270	
0.35	84.00	-0.934	0.586	0.043	0.200	0.217	0.000	0.000	0.112	4	0.447	
0.40	91.00	-0.993	0.605	0.044	0.202	0.220	0.000	0.000	0.078	2	0.156	
0.45	98.00	-1.029	0.607	0.043	0.199	0.218	0.000	0.000	0.038	4	0.151	
0.50	105.00	-1.042	0.593	0.041	0.191	0.211	0.000	0.000	-0.005	2	-0.010	
0.55	112.00	-1.029	0.566	0.039	0.180	0.199	0.000	0.000	-0.045	4	-0.181	
0.60	119.00	-0.993	0.527	0.036	0.166	0.184	0.000	0.000	-0.080	2	-0.160	
0.65	126.00	-0.934	0.478	0.032	0.150	0.166	0.000	0.000	-0.107	4	-0.426	
0.70	133.00	-0.851	0.422	0.028	0.132	0.146	0.000	0.000	-0.123	2	-0.245	
0.75	140.00	-0.748	0.360	0.024	0.112	0.124	0.000	0.000	-0.127	4	-0.509	
0.80	147.00	-0.625	0.294	0.019	0.091	0.101	0.000	0.000	-0.120	2	-0.240	
0.85	154.00	-0.486	0.223	0.015	0.069	0.077	0.000	0.000	-0.102	4	-0.408	
0.90	161.00	-0.332	0.150	0.010	0.046	0.052	0.000	0.000	-0.074	2	-0.149	
0.95	168.00	-0.169	0.076	0.005	0.023	0.026	0.000	0.000	-0.039	4	-0.157	
1.00	175.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	0.000	0.790

Cuadro N° 4-3: Deflexión en la viga de rigidez e integración numérica (Posición de carga 3)



Verificando la flecha maxima por sobrecarga $f = L/800$

$$f = 140/800 = 0.175 \text{ m}$$

$$f_2 = 0.147 \text{ m} \quad \text{OK!!!}$$

Carga axial en el cable (kN) para diferentes disposiciones de sobrecarga vehicular HL-93			
	Posición 1	Posición 2	Posición 3
$H_{p2} =$	1,707.62	1,563.64	993.90
$N =$	7,329.40	7,185.42	6,615.68
$T_u =$	10,095.74	9,843.77	8,846.73

SERVICIO
RESISTENCIA 1

Análisis para Resistencia Última $R1=1.25x(DC)+1.5x(DW)+1.75(LL+IM)$

Verificación de esfuerzos en el cable

El Tipo de cable utilizado es el Torón Estructural, ASTM A586, (tabla 1-2)

TABLA 1-2: Comparación entre el esfuerzo ultimo nominal y el esfuerzo admisible a tensión para varios tipos de cables, en Klb/pulg²

Tipo	Resistencia Nominal a Tensión, F_{pu}	Resistencia Admisible a la Tensión, F_t
Barras, ASTM A722 Tipo II	150	$0.45F_{pu}=67.5$
Torón enrollado con trabas	210	$0.33F_{pu}=70.0$
Torón estructural, ASTM A586	220	$0.33F_{pu}=73.3$
Cable estructural, ASTM A603*	220	$0.33F_{pu}=73.3$
Alambre paralelo	225	$0.40F_{pu}=90.0$
Alambre paralelo, ASTM A421	240	$0.45F_{pu}=108.0$
Torón paralelo, ASTM A416	270	$0.45F_{pu}=121.5$

NOTA:

El torón estructural tiene un mayor módulo de elasticidad, es menos flexible y es más fuerte que el cable estructural de igual tamaño. Los alambres de dicho torón son más largos que los de cables estructurales del mismo diámetro nominal y, por tanto, tienen un recubrimiento de zinc de mayor espesor y una mejor resistencia a la corrosión.

En servicio.

$$F_a = N/A_c = 437,837.61 \text{ kN/m}^2$$

$$F_t = 73.3 \cdot 6894.7 = 505,381.51 \text{ kN/m}^2$$

$$F_t > F_a \quad \text{ok!!}$$

En resistencia última

$$F_a = T_u / (\phi \cdot A_c)$$

$$\phi = 0.95 \quad \text{AASHTO LRFD 6.5.4.2}$$

$$F_a = 634,832.43 \text{ kN/m}^2$$

Datos del Anexo N° 01:

PERFORMANCE SERIES 1000

High Quality Structural Strand (ASTM A-586)
Weights and Breaking loads

Diameter Inches (mm)	Approx. Weight lbs/ft (kg/m)	Minimum Breaking Load-tons (kN)
2-3/4 (70)	15.88 (23.63)	452 (4021)
2-7/8 (73)	17.36 (25.83)	494 (4395)
3 (76)	18.90 (28.12)	538 (4786)

4 cables Φ 2-7/8"

$$A_c = 0.01674 \text{ m}^2$$

$$T_{\text{min rotura}} = 4 \cdot 4395 = 17580 \text{ kN}$$

$$F_t = T_{\text{min rotura}} / A_c = 1,050,179.21 \text{ kN/m}^2$$

$$F_t > F_a \quad \text{ok!!}$$

4.3.3 Cálculo del momento flector en la viga de rigidez

Los datos para el cálculo de la máxima flexión en la viga de rigidez son los siguientes:

CALCULO DE LOS MOMENTOS TOTALES EN LA VIGA DE RIGIDEZ

g=	32.124	kN/m	Carga distribuida total del peso DC+DW por lado
p=	5.39	kN/m	Carga distribuida de la sobrecarga vehicular
P₁=	27.00	kN	Carga de eje del camion de la sobrecarga vehicular
P₂=	111.85	kN	Carga de eje del camion de la sobrecarga vehicular
P₃=	111.85	kN	Carga de eje del camion de la sobrecarga vehicular
E=	203890.19	MPa	Modulo de Elasticidad de la viga de rigidez
I=	0.0516	m⁴	Inercia de la Viga de rigidez
E_c=	1652270	MPa	Modulo de Elasticidad del cable principal
A_c=	16740	mm²	Area neta del cable principal
l₁=	35.00	m	Longitud del fiador - tramo izquierdo
l₂=	140.00	m	Longitud principal entre torres
l₃=	35.00	m	Longitud del fiador - tramo derecho
LR	140.00	m	
HR=	3.00	m	Altura de la viga de rigidez
n=	0.10		
EI=	1.05E+07	kN-m²	
E_cA_c=	2.77E+07	kN	
f=	14.00	m	

Cálculo de parámetros

α₁=	21.80	deg	Ángulo que forma la cuerda del cable
α₂=	0	deg	Para Torres al mismo nivel
α₃=	21.80	deg	Ángulo que forma la cuerda del cable
y''=	-0.0057	1/m	$y'' = -\frac{8f}{\ell^2}$
q =	-4.396	kN/m	
L_c=	151.20	m	$L_c = \ell \left[8 \left(\frac{f}{\ell} \right)^2 + \frac{1}{\cos^3 \alpha} \right]$
M_i=	0	t-m	
M_k=	0	t-m	

Cálculo de la tensión horizontal en el cable

			$H_g = \frac{g\ell^2}{8f}$
H_g=	5621.78	kN	Tensión en el cable por efectos de componentes estructurales + sup. rodadura
H_p=	769.35	kN	Calculado por iteraciones sucesivas utilizando el método de Newton-Rapshon
N =	6391.12	kN	N = H_g + H_p

Para el calculo de los momentos flectores en la V.R solo se cargara la mitad del tramo con la sobrecarga distribuida (w=5.39), debido a que cargando dicho tramo con la carga indicada se obtiene los mayores efectos. Asi mismo para los efectos del camion, se considera los valores de α y α' en las posiciones indicadas. Se indica que los valores de p y Pi que corresponden a la sobrecarga del camion HL93K, los cuales ya se encuentran afectados por el factor de concentracion calculado anteriormente Cc=0.58, debido a que el analisis corresponde a la mitad del puente.

$\Delta H_p =$	0.001
----------------	-------

H_p	$f(H_p)$	ΔH_p	$H_p + \Delta H_p$	$f(H_p + \Delta H_p)$	$H_p(i+1)$	$H_p - H_p(i+1)$
769.35	-2.03E-12	0.001	769.35	5.46E-09	769.35	0.000

$\varepsilon =$	3.45
$\alpha =$	0.0
$\beta =$	0.5
$\beta' =$	0.5

α	α'
0.207	0.793
0.250	0.750
0.293	0.707

La **Tabla 2** lista las deflexiones de la viga cada 1/20 puntos para los casos individuales de carga $H_p Y''$, p , P_1 , P_2 , P_3 , M_b , y M_c . Estas deflexiones son evaluadas usando las formulas para $w(\xi)$ en la figura (1a)y(1b) . Tambien se muestra la superposicion de los casos de carga y la integracion numerica basada en (b). La evaluaci3n de (a) confirma que los valores para H_p son correctos

$$\frac{H_p}{E_c A_c} \sum_i L_{ci} + \alpha_T T \sum_i L_{Ti} + y'' \int_{\sum \ell_i} w dx + \frac{H_p}{k_a} + \frac{H_p}{k_d} = f(H_p) = 0 \quad \dots(a)$$

$$\int_0^\ell w(x) dx = \ell \int_0^1 w(\xi) d\xi \quad \dots(b)$$

$$\approx \frac{\ell}{3n} (w_0 + 4w_1 + 2w_2 + 4w_3 + \dots + 4w_{n-1} + w_n)$$

Tabla N°2: Deflexion en la Viga de Rigidez e Integracion Numerica												
ξ	x	Deflexion (m)								Integracion Numerica		
		$w_{HpY''}$	w_p (HL-93)	w_{P1} (HL-93)	w_{P2} (HL-93)	w_{P3} (HL-93)	w_{M1}	w_{M2}	$\sum w$	Weight	$\sum w \cdot Weight$	$\int w dx$
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	0.000
0.05	7	-0.153	0.113	0.009	0.037	0.037	0.000	0.000	0.043	4	0.174	
0.1	14	-0.301	0.221	0.017	0.072	0.072	0.000	0.000	0.083	2	0.165	
0.15	21	-0.440	0.320	0.025	0.104	0.104	0.000	0.000	0.113	4	0.453	
0.2	28	-0.566	0.406	0.031	0.130	0.130	0.000	0.000	0.131	2	0.262	
0.25	35	-0.677	0.477	0.036	0.149	0.148	0.000	0.000	0.133	4	0.531	
0.3	42	-0.771	0.532	0.039	0.161	0.161	0.000	0.000	0.120	2	0.241	
0.35	49	-0.846	0.569	0.040	0.167	0.167	0.000	0.000	0.096	4	0.386	
0.4	56	-0.900	0.589	0.040	0.168	0.168	0.000	0.000	0.065	2	0.129	
0.45	63	-0.933	0.592	0.040	0.165	0.165	0.000	0.000	0.028	4	0.112	
0.5	70	-0.944	0.579	0.038	0.158	0.158	0.000	0.000	-0.010	2	-0.020	
0.55	77	-0.933	0.553	0.036	0.149	0.149	0.000	0.000	-0.046	4	-0.182	
0.6	84	-0.900	0.515	0.033	0.138	0.138	0.000	0.000	-0.076	2	-0.152	
0.65	91	-0.846	0.469	0.030	0.124	0.124	0.000	0.000	-0.099	4	-0.395	
0.7	98	-0.771	0.414	0.026	0.109	0.109	0.000	0.000	-0.112	2	-0.224	
0.75	105	-0.677	0.354	0.022	0.093	0.093	0.000	0.000	-0.116	4	-0.462	
0.8	112	-0.566	0.289	0.018	0.075	0.075	0.000	0.000	-0.109	2	-0.217	
0.85	119	-0.440	0.220	0.014	0.057	0.057	0.000	0.000	-0.092	4	-0.368	
0.9	126	-0.301	0.148	0.009	0.038	0.038	0.000	0.000	-0.067	2	-0.134	
0.95	133	-0.153	0.074	0.005	0.019	0.019	0.000	0.000	-0.035	4	-0.141	
1	140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	0.000	
											Suma=	0.736

CUADRO N° 4-4: Deflexión en la viga de rigidez e integración numérica

		Deflection, $w(\xi)$
		$\left[\frac{1}{\epsilon^2} \left(\frac{\cosh \epsilon(0.5 - \xi)}{\cosh \epsilon/2} - 1 \right) + \frac{\xi \epsilon'}{2} \right] \frac{q l^2}{N}$
$\epsilon = l \sqrt{\frac{N}{EI}}$	1	$\left[\frac{\sinh \epsilon \xi'}{\epsilon^2 \sinh \epsilon} (\cosh \epsilon \beta - \cosh \epsilon \alpha') + \frac{\xi}{2} (\alpha' - \beta^2) \right] \frac{q l^2}{N}$
	2	$\left[\frac{1}{\epsilon^2} \left(\frac{\cosh \epsilon \beta \sinh \epsilon \xi' + \cosh \epsilon \alpha' \sinh \epsilon \xi}{\sinh \epsilon} - 1 \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha \beta}{\alpha'} - \frac{\xi \beta^2}{\alpha'} - \xi \alpha'^2 \right) \right] \frac{q l^2}{N}$
	3	$\left[\frac{\sinh \epsilon \xi'}{\epsilon^2 \sinh \epsilon} (\cosh \epsilon \alpha - \cosh \epsilon \beta') + \frac{\xi}{2} (\beta'^2 - \alpha^2) \right] \frac{q l^2}{N}$
	1	$\left(\alpha' \xi - \frac{\sinh \epsilon \alpha' \sinh \epsilon \xi}{\epsilon \sinh \epsilon} \right) \frac{P l}{N}$
	2	$\left(\alpha \xi' - \frac{\sinh \epsilon \alpha \sinh \epsilon \xi'}{\epsilon \sinh \epsilon} \right) \frac{P l}{N}$
		$\left(\xi - \frac{\sinh \epsilon \xi'}{\sinh \epsilon} \right) \frac{M l}{N}$
		$\left(\xi - \frac{\sinh \epsilon \xi}{\sinh \epsilon} \right) \frac{M l}{N}$
		Slope, $\phi(\xi)$
		$\left(\frac{1}{2} - \xi - \frac{\sinh \epsilon(0.5 - \xi)}{\xi \cosh \epsilon/2} \right) \frac{q l}{N}$
$\epsilon = l \sqrt{\frac{N}{EI}}$	1	$\left[\frac{\cosh \epsilon \xi'}{\epsilon \sinh \epsilon} (\cosh \epsilon \beta - \cosh \epsilon \alpha') - \frac{\alpha^2 - \beta^2}{2} \right] \frac{q l}{N}$
	2	$\left(\frac{\cosh \epsilon \beta \cosh \epsilon \xi' - \cosh \epsilon \alpha \cosh \epsilon \xi'}{\epsilon \sinh \epsilon} + \frac{1 + \alpha^2 - \beta^2}{2} - \xi \right) \frac{q l}{N}$
	3	$\left[\frac{\cosh \epsilon \xi'}{\epsilon \sinh \epsilon} (\cosh \epsilon \beta' - \cosh \epsilon \alpha) + \frac{\alpha^2 - \beta'^2}{2} \right] \frac{q l}{N}$
	1	$\left(\alpha' - \frac{\sinh \epsilon \alpha' \cosh \epsilon \xi}{\sinh \epsilon} \right) \frac{P}{N}$
	2	$\left(\frac{\sinh \epsilon \alpha \cosh \epsilon \xi'}{\sinh \epsilon} - \alpha \right) \frac{P}{N}$
		$\left(\frac{\epsilon \cosh \epsilon \xi'}{\sinh \epsilon} - 1 \right) \frac{M l}{N}$
		$1 - \left(\frac{\epsilon \cosh \epsilon \xi}{\sinh \epsilon} \right) \frac{M l}{N}$

FIGURA N° 4-6: Extracto de la figura 3-1, Ecuaciones para la viga con tensión axial

CÁLCULO DE LOS MOMENTOS FLECTORES EN LA VIGA DE RIGIDEZ

p=	5.394	kN/m	Carga distribuida de la sobrecarga vehicular
P ₁ =	26.999	kN	Carga de eje del camion de la sobrecarga vehicular
P ₂ =	111.853	kN	Carga de eje del camion de la sobrecarga vehicular
P ₃ =	111.853	kN	Carga de eje del camion de la sobrecarga vehicular

ε =	3.45
α =	0.0
β =	0.5
β' =	0.5

α	α'
0.219	0.781
0.250	0.750
0.281	0.719

		Moment, $M(\xi)$
		$\frac{1}{\varepsilon^2} \left(1 - \frac{\cosh \varepsilon(0.5 - \xi)}{\cosh \varepsilon/2} \right) q l^2$
$\varepsilon = l \sqrt{\frac{N}{EI}}$		
		$1 \quad \frac{\sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon^2 \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \alpha' - \cosh \varepsilon \beta) q l^2$
		$2 \quad \frac{1}{\varepsilon^2} \left(1 - \frac{\cosh \varepsilon / \sinh \varepsilon \xi + \cosh \varepsilon \alpha \sinh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \right) q l^2$
		$3 \quad \frac{\sinh \varepsilon \xi'}{\varepsilon^2 \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \beta' - \cosh \varepsilon \alpha) q l^2$
		$1 \quad \frac{\sinh \varepsilon \alpha' \sinh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} P l$
		$2 \quad \frac{\sinh \varepsilon \alpha \sinh \varepsilon \xi'}{\varepsilon \sinh \varepsilon} P l$
		$\frac{\sinh \varepsilon \xi'}{\sinh \varepsilon} M_i$
		$\frac{\sinh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} M_k$
		Shear, $V(\xi)$
		$\frac{\sinh \varepsilon(0.5 - \xi)}{\varepsilon \cosh \varepsilon/2} q l$
$\varepsilon = l \sqrt{\frac{N}{EI}}$		
		$1 \quad \frac{\cosh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \alpha' - \cosh \varepsilon \beta) q l$
		$2 \quad \frac{\cosh \varepsilon \alpha \cosh \varepsilon \xi' - \cosh \varepsilon \beta \cosh \varepsilon \xi}{\varepsilon \sinh \varepsilon} q l$
		$3 \quad \frac{\cosh \varepsilon \xi'}{\varepsilon \sinh \varepsilon} (\cosh \varepsilon \alpha - \cosh \varepsilon \beta') q l$
		$1 \quad \frac{\sinh \varepsilon \alpha' \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} P$
		$2 \quad - \frac{\sinh \varepsilon \alpha \cosh \varepsilon \xi'}{\sinh \varepsilon} P$
		$- \frac{\varepsilon \cosh \varepsilon \xi'}{\sinh \varepsilon} \frac{M_i}{l}$
		$\frac{\varepsilon \cosh \varepsilon \xi}{\sinh \varepsilon} \frac{M_k}{l}$

FIGURA N° 4-7: Extracto de la Figura N° 3-1, Ecuaciones para la viga con tensión axial

Resolviendo la ecuación diferencial indicada obtenemos el momento total por sobrecarga vehicular calculada a cada 1/20 de luz del puente. Los valores se muestran en la siguiente tabla.

TABLA DE MOMENTOS FLECTORES PARA EL DISEÑO DE LA VIGA DE RIGIDEZ TEORIA DE DEFLEXIONES							
ξ	x (m)	M_{HD+Y}	$M_p (HL-93)$	$M_{P1} (HL-93)$	$M_{P2} (HL-93)$	$M_{P3} (HL-93)$	$M_{TOTAL} (kN-m)$
0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	7	-1069.83	1127.13	88.82	330.61	296.97	773.69
0.10	14	-1955.63	2022.92	180.28	671.07	602.79	1521.44
0.15	21	-2683.80	2714.08	277.13	1031.55	926.60	2265.56
0.20	28	-3276.07	3221.24	455.19	1422.81	1278.04	3101.20
0.25	35	-3750.11	3559.51	382.44	1856.50	1667.60	3715.94
0.30	42	-4120.04	3739.00	321.09	1558.70	1804.68	3303.42
0.35	49	-4396.92	3765.04	269.32	1307.40	1513.72	2458.55
0.40	56	-4589.00	3638.43	225.59	1095.09	1267.90	1638.01
0.45	63	-4702.00	3355.37	188.58	915.44	1059.91	817.31
0.50	70	-4739.29	2907.44	157.20	763.10	883.53	-28.02
0.55	77	-4702.00	2413.74	130.51	633.53	733.50	-790.72
0.60	84	-4589.00	1992.05	107.71	522.84	605.36	-1361.05
0.65	91	-4396.92	1629.76	88.12	427.76	495.26	-1756.02
0.70	98	-4120.04	1316.10	71.16	345.43	399.94	-1987.42
0.75	105	-3750.11	1041.68	56.32	273.41	316.55	-2062.14
0.80	112	-3276.07	798.34	43.16	209.54	242.60	-1982.43
0.85	119	-2683.80	578.81	31.29	151.92	175.89	-1745.89
0.90	126	-1955.63	376.54	20.36	98.83	114.43	-1345.48
0.95	133	-1069.83	185.50	10.03	48.69	56.37	-769.24
1.00	140	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Como se muestra en la tabla el efecto maximo por momento flector se produce a L/4 y tiene un valor de $M_{max}=3715.94$ kN-m en SERVICIO calculado por la Teoria de Deflexiones.para la mitad del puente. Para obtener las fuerzas en las bridas dividiremos el momento máximo entre la altura de la viga obteniéndose:

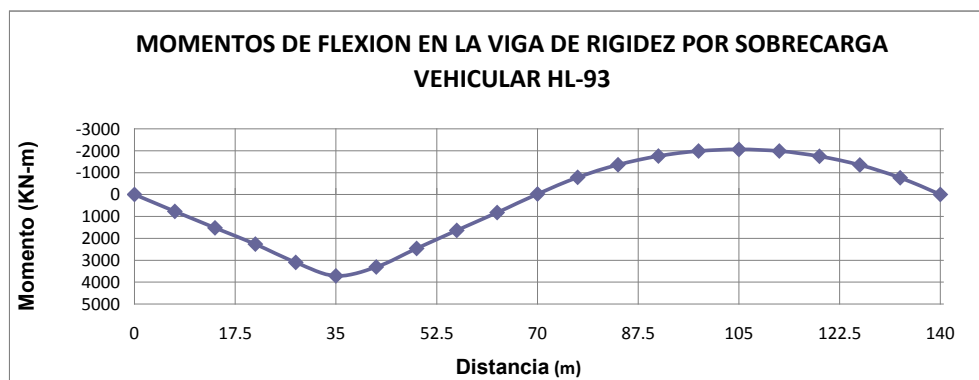
Por lo tanto la fuerza axial final en la Brida sera:

Traccion = Compresion (en Viga de Rigidez)

$$T=C= \frac{M_{max}}{H(viga)} = 1486.38 \text{ kN}$$

Elemento	Fza Axial (kN)
	Sobrecarga Vehicular
BS	-1486.38
BI	1486.38

La verificación estructural de las bridas de la viga de rigidez será realizada en base a los indicados en las especificaciones AASHTO versión LRFD. En la verificación estructural se considerará que los momentos flectores en los elementos brida de la viga de rigidez son poco significativos.



4.3.4 Cálculo de los cortantes totales en la viga de rigidez

Los datos para el cálculo de los cortantes en la viga de rigidez son los siguientes:

CALCULO DE LOS CORTANTES TOTALES EN LA VIGA DE RIGIDEZ

g=	32.12	kN/m	
p=	5.39	kN/m	Carga distribuida de la sobrecarga vehicular
P ₁ =	27.00	kN	Carga de eje del camion de la sobrecarga vehicular
P ₂ =	111.85	kN	Carga de eje del camion de la sobrecarga vehicular
P ₃ =	111.85	kN	Carga de eje del camion de la sobrecarga vehicular
E=	203890.19	MPa	Modulo de Elasticidad de la viga de rigidez
I=	0.0516	m ⁴	Inercia de la Viga de rigidez
E _c =	1652270	MPa	Modulo de Elasticidad del cable
A _c =	16740	mm ²	Area del cable
l ₁ =	35.00	m	Longitud del fiador - tramo izquierdo
l ₂ =	140.00	m	Longitud principal entre torres
l ₃ =	35.00	m	Longitud del fiador - tramo derecho
n=	0.10		
EI =	1.05E+07	kN-m ²	
E _c A _c =	2.77E+07	kN	
f=	14.00	m	
f'=	14.00	m	considerando la flecha del eje cenctral mas 1.42 (diferencia del nivel con la horizontal)
H_g=	5621.78	kN	$H_g = \frac{g\ell^2}{8f}$
α ₁ =	21.80	deg	forma la cuerda del cable
α ₂ =	0	deg	Para Torres al mismo nivel
α ₃ =	21.80	deg	Ángulo que forma la cuerda del cable
y''=	-0.01	1/m	$y'' = -\frac{8f}{\ell^2}$
N =	6122.47	kN	
q =	-2.86	kN/m	$L_c = \ell \left[8 \left(\frac{f}{\ell} \right)^2 + \frac{1}{\cos^3 \alpha} \right]$
L _{ci} =	238.66	m	
M _i =	0	t-m	
M _k =	0	t-m	
H _{pu} =	500.69	kN	Calculado por iteraciones sucesivas utilizando el método de Newton-Rapshon
Ø =	0.52807445		

Para el calculo de las fuerzas cortantes totales en la V.R solo se cargara la mitad del tramo con la sobrecarga distribuida (p=5.39), debido a que cargando dicho tramo con la carga indicada se obtiene los mayores efectos. Asi mismo para los efectos del camion, se considera los valores de α y α' en las posiciones indicadas. Se indica que los valores de p y Pi que corresponden a la sobrecarga del camion HL-93, los cuales ya se encuentran afectados por el factor de concentracion calculado anteriormente Cc=0.58, debido a que el analisis corresponde a la mitad del puente.

$\Delta H_p =$	0.001
----------------	-------

H_p	$f(H_p)$	ΔH_p	$H_p + \Delta H_p$	$f(H_p + \Delta H_p)$	$H_p(i+1)$
500.69	-1.48E-12	0.001	500.70	8.63E-09	500.695

0.000

$\varepsilon =$	3.38
$\alpha =$	0.0
$\beta =$	0.5
$\beta' =$	0.5

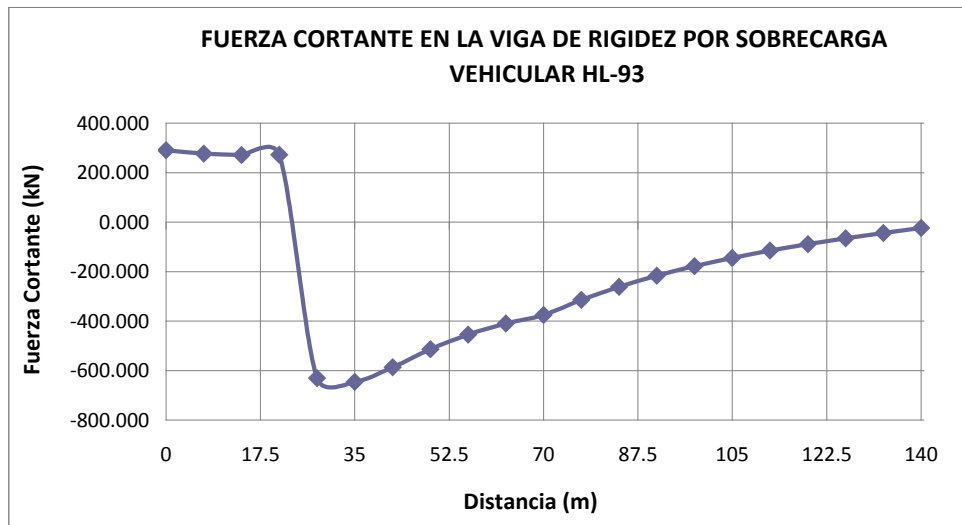
α	α'
0.000	1.000
0.031	0.969
0.061	0.939

La Tabla 2 lista las deflexiones de la viga cada 1/20 puntos para los casos individuales de carga H_p , p , P_1 , P_2 , P_3 , M_b , y M_c . Estas deflexiones son evaluadas usando las formulas para $w(\square)$ en la figura (1a)y(1b) . Tambien se muestra la superposicion de los casos de carga y la integracion numerica basada en (b). La evaluaci3n de (a) confirma que los valores para H_p son correctos

Tabla N°2: Deflexion en la Viga de Rigidez e Integracion Numerica													
ξ	x	Deflexion (m)								Integracion Numerica			
		$w_{H_p+Y''}$	$w_p (HL-93)$	$w_{P_3 (HL-93)}$	$w_{P_2 (HL-93)}$	$w_{P_1 (HL-93)}$	w_{M_b}	w_{M_c}	Sum	Weight	Sum x Weight	jwdx	
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	0.000	
0.05	7	-0.102	0.115	0.000	0.008	0.004	0.000	0.000	0.000	0.026	4	0.103	
0.1	14	-0.200	0.226	0.000	0.015	0.007	0.000	0.000	0.000	0.047	2	0.094	
0.15	21	-0.293	0.326	0.000	0.019	0.009	0.000	0.000	0.000	0.062	4	0.250	
0.2	28	-0.377	0.414	0.000	0.023	0.011	0.000	0.000	0.000	0.071	2	0.143	
0.25	35	-0.451	0.487	0.000	0.025	0.012	0.000	0.000	0.000	0.074	4	0.294	
0.3	42	-0.514	0.543	0.000	0.027	0.013	0.000	0.000	0.000	0.069	2	0.138	
0.35	49	-0.563	0.582	0.000	0.027	0.013	0.000	0.000	0.000	0.059	4	0.234	
0.4	56	-0.599	0.602	0.000	0.027	0.013	0.000	0.000	0.000	0.043	2	0.085	
0.45	63	-0.621	0.605	0.000	0.026	0.013	0.000	0.000	0.000	0.023	4	0.092	
0.5	70	-0.629	0.593	0.000	0.025	0.012	0.000	0.000	0.000	0.001	1	0.001	
0.55	77	-0.621	0.566	0.000	0.024	0.011	0.000	0.000	0.000	-0.020	4	-0.081	
0.6	84	-0.599	0.528	0.000	0.022	0.010	0.000	0.000	0.000	-0.039	2	-0.078	
0.65	91	-0.563	0.480	0.000	0.020	0.009	0.000	0.000	0.000	-0.054	4	-0.216	
0.7	98	-0.514	0.425	0.000	0.017	0.008	0.000	0.000	0.000	-0.063	2	-0.126	
0.75	105	-0.451	0.363	0.000	0.015	0.007	0.000	0.000	0.000	-0.066	4	-0.266	
0.8	112	-0.377	0.296	0.000	0.012	0.006	0.000	0.000	0.000	-0.063	2	-0.127	
0.85	119	-0.293	0.225	0.000	0.009	0.004	0.000	0.000	0.000	-0.054	4	-0.216	
0.9	126	-0.200	0.152	0.000	0.006	0.003	0.000	0.000	0.000	-0.040	2	-0.079	
0.95	133	-0.102	0.076	0.000	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000	-0.021	4	-0.084	
1	140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	0.000	
Suma=												0.756	

TABLA DE FUERZAS CORTANTES PARA EL DISEÑO DE LA VIGA DE RIGIDEZ TEORIA DE DEFLEXIONES							
ξ	x	$V_{H_p+Y''}$	$V_p (HL-93)$	$V_{P_3 (HL-93)}$	$V_{P_2 (HL-93)}$	$V_{P_1 (HL-93)}$	V_{TOTAL}
0.00	0	-110.791	181.370	104.784	94.433	20.541	290.337
0.05	7	-92.250	146.023	106.281	95.782	20.834	276.670
0.10	14	-76.345	114.849	110.815	99.867	21.723	270.908
0.15	21	-62.622	86.955	118.514	106.806	23.232	272.886
0.20	28	-50.687	61.546	-784.066	116.796	25.405	-631.005
0.25	35	-40.201	37.895	-663.458	-8.218	28.304	-645.678
0.30	42	-30.864	15.327	-561.805	-6.959	-2.732	-587.033
0.35	49	-22.408	-6.803	-476.204	-5.899	-2.316	-513.629
0.40	56	-14.592	-29.127	-404.207	-5.007	-1.966	-454.900
0.45	63	-7.193	-52.284	-343.759	-4.258	-1.672	-409.167
0.50	70	0.000	-76.934	-293.133	-3.631	-1.426	-375.124
0.55	77	7.193	-65.845	-250.882	-3.108	-1.220	-313.862
0.60	84	14.592	-56.637	-215.798	-2.673	-1.050	-261.566
0.65	91	22.408	-49.048	-186.880	-2.315	-0.909	-216.744
0.70	98	30.864	-42.859	-163.301	-2.023	-0.794	-178.114
0.75	105	40.201	-37.895	-144.387	-1.789	-0.702	-144.572
0.80	112	50.687	-34.014	-129.599	-1.605	-0.630	-115.162
0.85	119	62.622	-31.105	-118.514	-1.468	-0.576	-89.041
0.90	126	76.345	-29.084	-110.815	-1.373	-0.539	-65.465
0.95	133	92.250	-27.894	-106.281	-1.317	-0.517	-43.759
1.00	140	110.791	-27.501	-104.784	-1.298	-0.510	-23.303

Como se muestra en la tabla el efecto maximo por fuerza cortante se produce en los apoyos y tiene un valor de $V_{max}=373.042$ KN en estado de servicio calculado por la Teoria de Deflexiones. para la mitad del puente



Se sabe que la fuerza de diseño para cada uno de los elementos diagonales y montantes es:

$$F_{td} = \begin{cases} \frac{V_{diseño}}{\cos \phi} & , \text{ para el diseño de elementos diagonales} \\ V_{diseño} + T_{p.comp} & , \text{ para el diseño de elementos montantes} \end{cases}$$

1) Por lo tanto la fuerza axial final en los elementos diagonales sera:

$$L=0 \text{ m} \quad T=C= \frac{V_{total}}{\cos \phi} = \frac{348.40}{0.8638} = 403.35 \text{ kN}$$

$$L=30 \text{ m} \quad T_{max}=C_{max}: \frac{V_{total}}{\cos \phi} = \frac{-774.81}{0.8638} = -897.00 \text{ kN}$$

2) Por lo tanto la fuerza axial final en los elementos montantes sera:

$$L=30 \text{ m} \quad T=C= \quad V = \quad -774.81 \text{ kN}$$

4.4 ANÁLISIS UTILIZANDO SOFTWARE ESPECIALIZADO

Ahora se procederá a realizar el modelo estructural del puente colgante con la utilización del Programa de cálculo estructural SAP2000 y su característica de análisis Nonlinear Static Staged Construction, para finalmente realizar la comparación entre los dos métodos de análisis, utilizados en el presente trabajo.

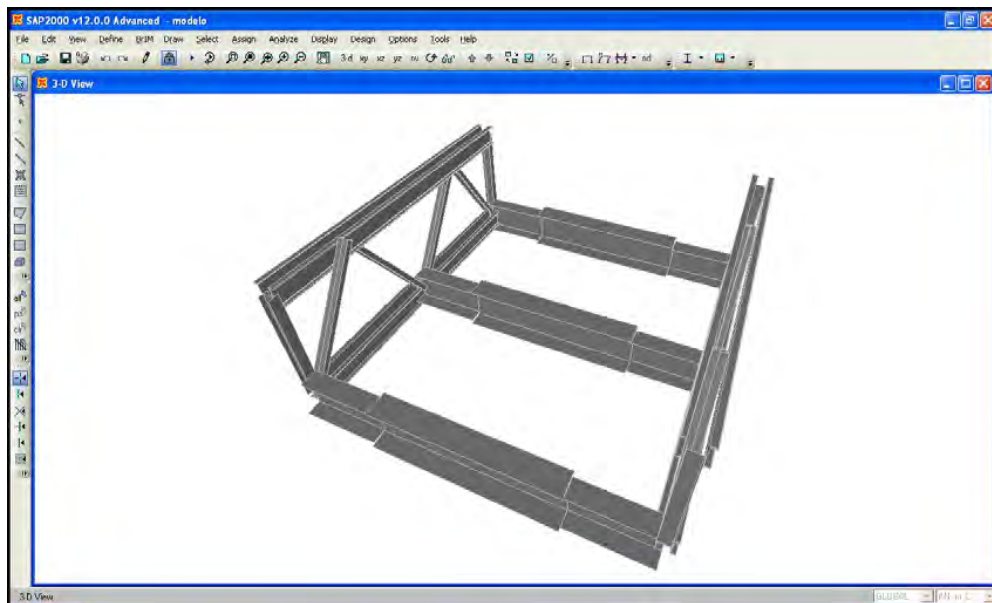
La característica de Análisis Estructural (Nonlinear Static Staged Construction), es utilizada cuando se desea hacer el análisis de un puente considerando sus distintos casos de carga de acuerdo a su proceso de construcción; y es utilizada en la presente tesis para el Modelamiento Estructural del Puente Colgante.

SAP2000 es capaz de considerar la no linealidad geométrica en forma de efectos $P-\Delta$ delta o efectos de grandes desplazamientos/rotaciones. La no linealidad geométrica es considerada en un análisis no lineal estático paso a paso y un análisis tiempo-historia de integración directa paso a paso, incorporando la matriz de rigidez en el análisis lineal.

4.4.1 Análisis en base a etapas constructivas

El Análisis Estructural fue realizado de la siguiente manera:

- a) 1 Módulo de la viga de rigidez



- b) Se lanzan los cables y las péndolas, luego se coloca el primer y segundo módulo a cada lado del puente hasta completar el total de los módulos.

CONSTRUCCIÓN 1

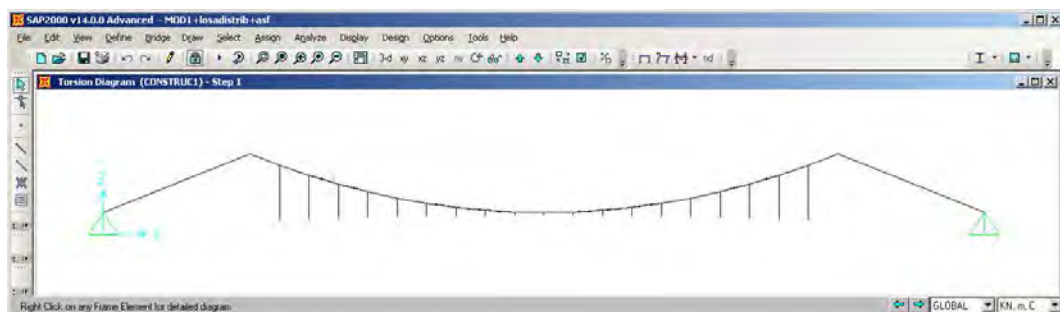


FIGURA N° 4-8: Inicio del proceso CONSTRUCCIÓN 1-Paso 1

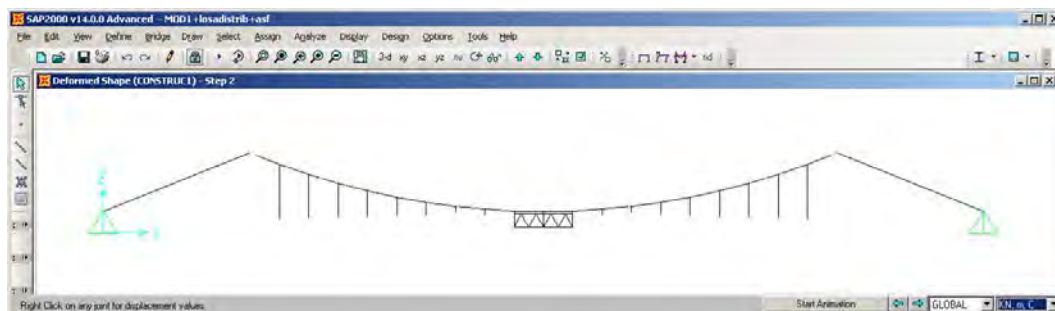


FIGURA N° 4-9: Proceso CONSTRUCCIÓN 1-Paso 2

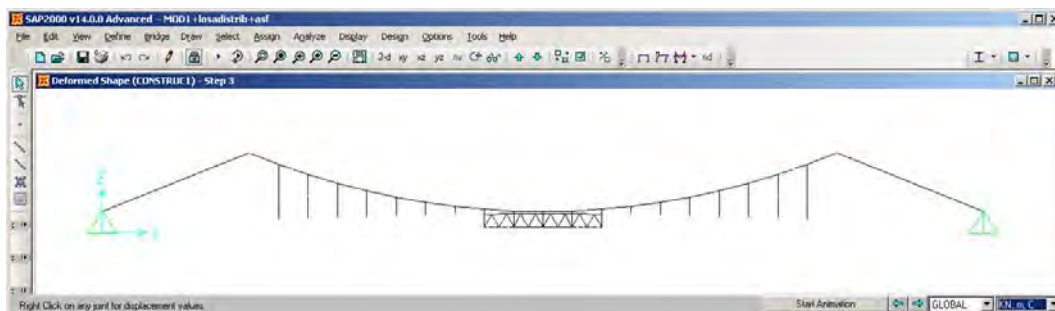


FIGURA N° 4-10: Proceso CONSTRUCCIÓN 1 – Paso 3

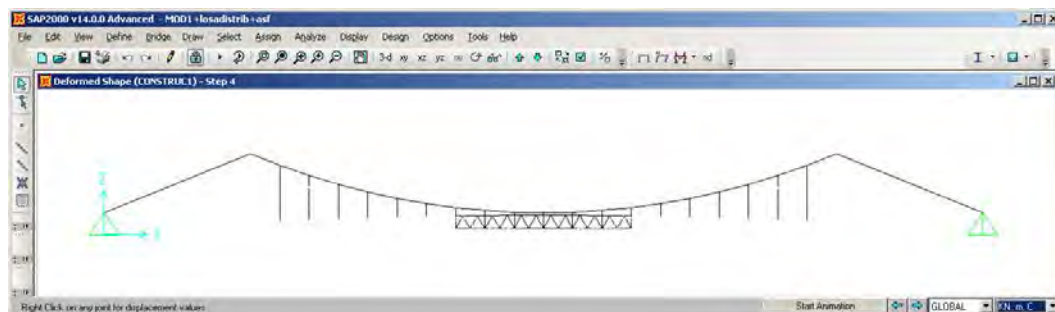


FIGURA N° 4-11: Proceso CONSTRUCCIÓN 1 - Paso 4

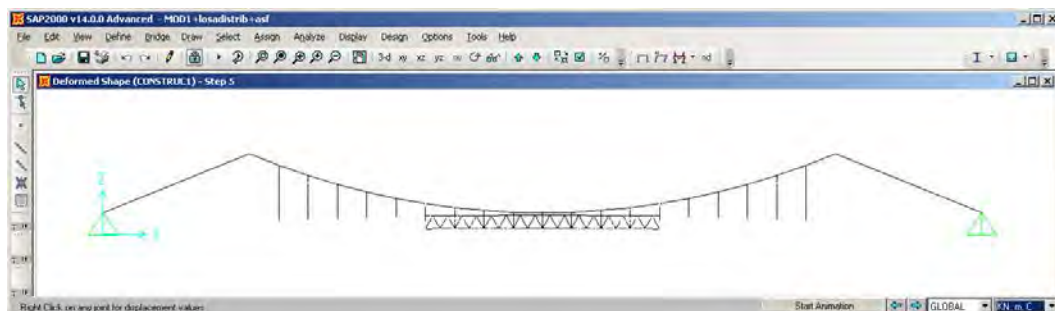


FIGURA N° 4-12: Proceso CONSTRUCCIÓN 1 - Paso 5

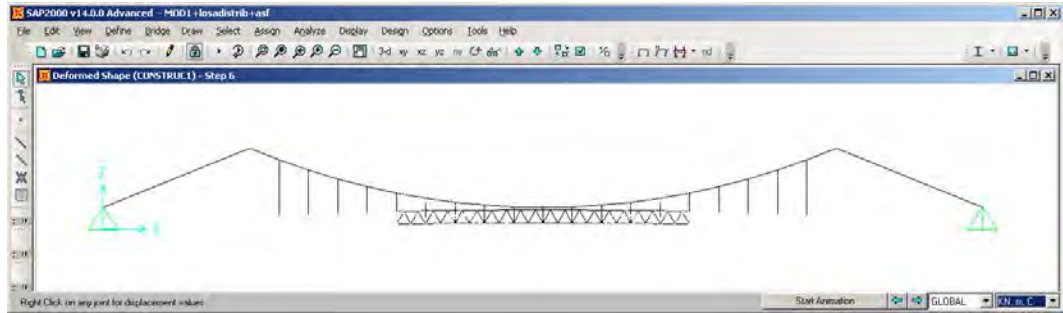


FIGURA N° 4-13: Proceso CONSTRUCCIÓN 1 - Paso 6

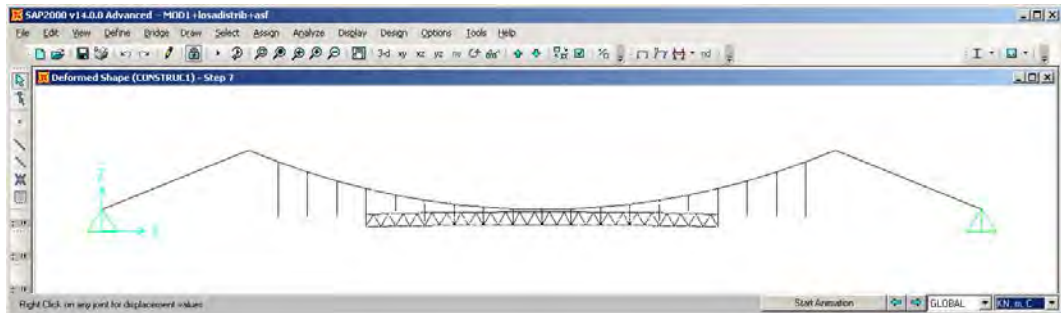


FIGURA N° 4-14: Proceso CONSTRUCCIÓN 1 - Paso 7

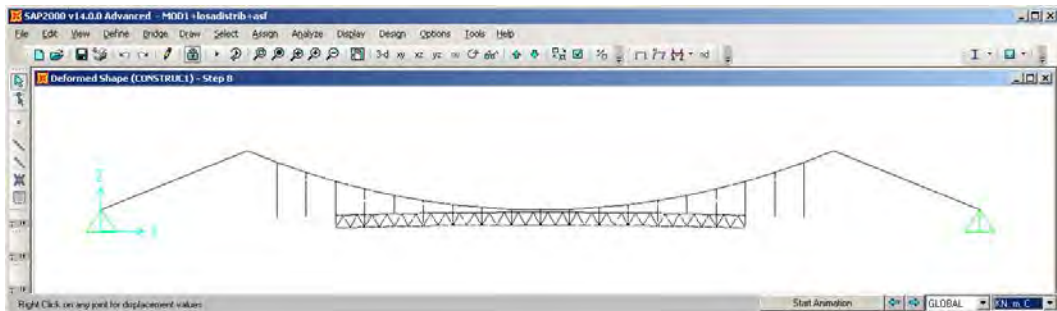


FIGURA N° 4-15: Proceso CONSTRUCCIÓN 1 - Paso 8

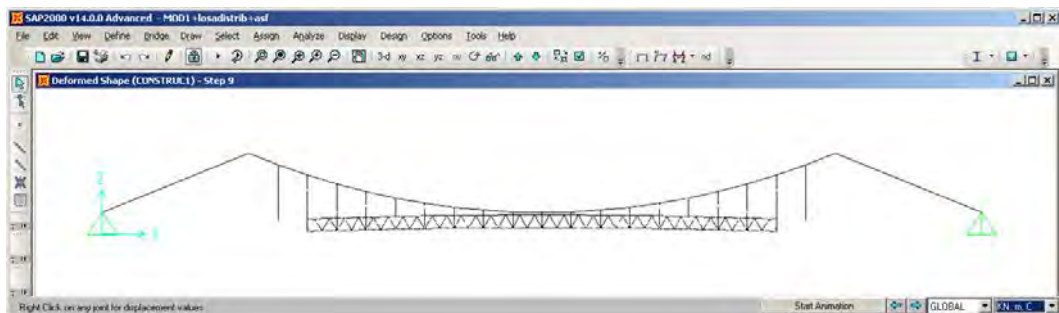


FIGURA N° 4-16: Proceso CONSTRUCCIÓN 1 - Paso 9

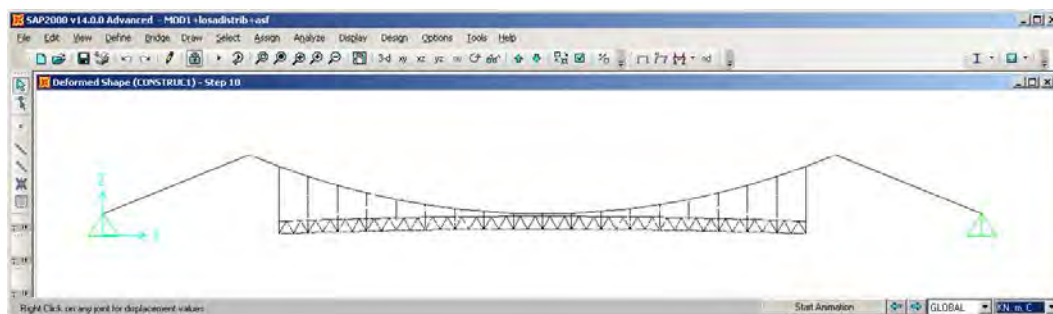


FIGURA N° 4-17: Proceso CONSTRUCCIÓN 1 - Paso 10

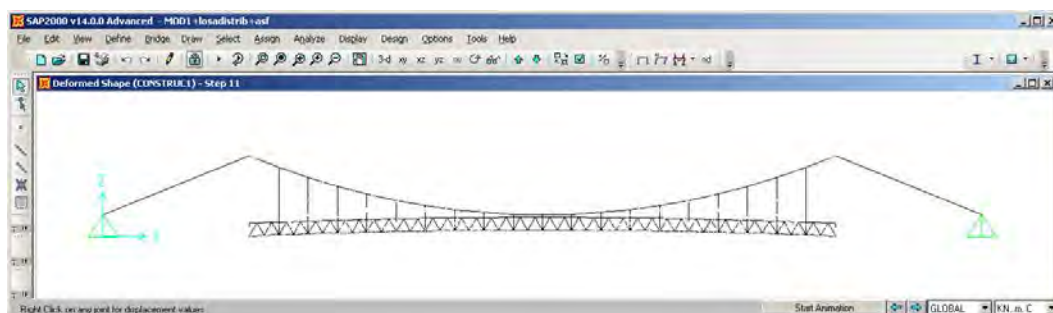


FIGURA N° 4-18: Proceso CONSTRUCCIÓN 1 – Paso 11

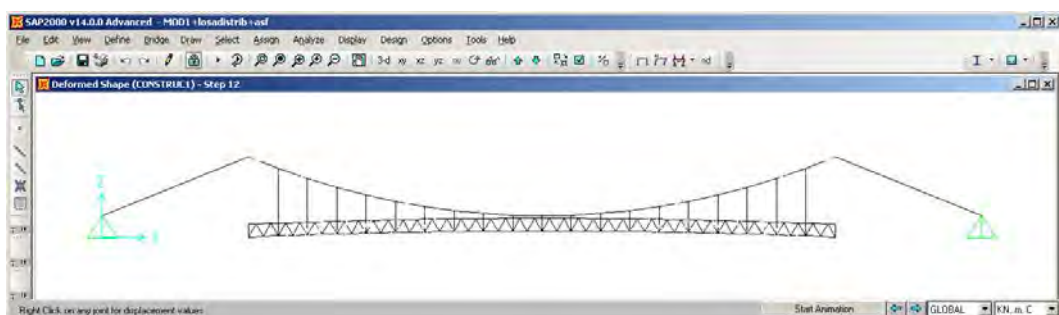


FIGURA N° 4-19: Proceso CONSTRUCCIÓN 1 – Paso 12

CONSTRUCCIÓN 2

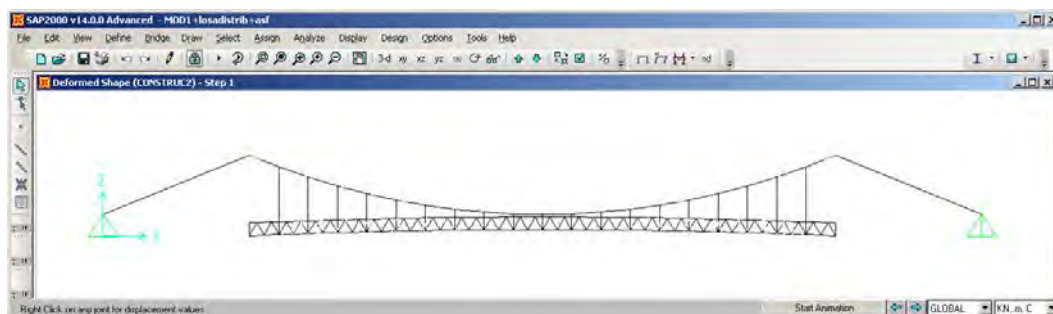


FIGURA N° 4-20: Inicio de proceso CONSTRUCCIÓN 2 – Paso 1

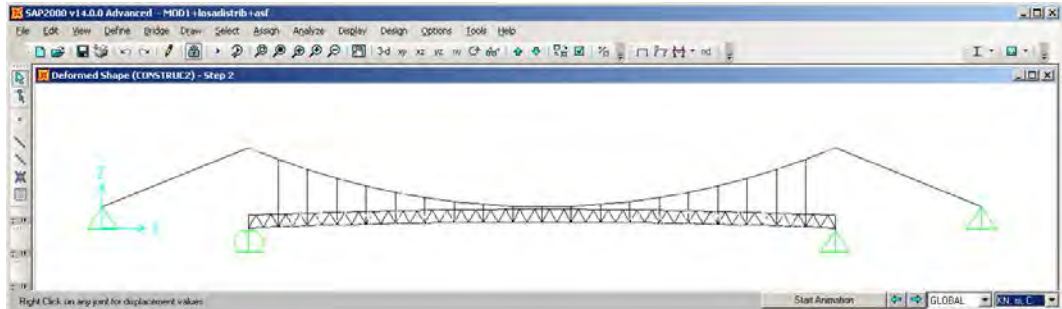


FIGURA N° 4-21: Proceso CONSTRUCCIÓN 2 - Paso 2

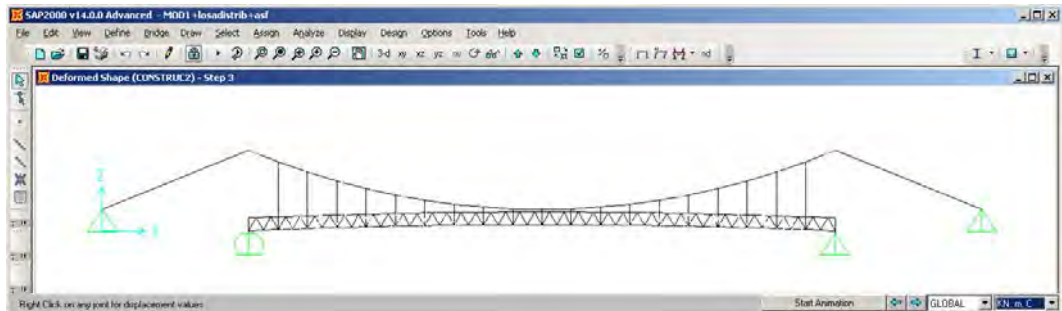


FIGURA N° 4-22: Proceso CONSTRUCCIÓN 2 - Paso 3

- c) Después de colocado el último módulo de la viga de rigidez, se vacía la losa por módulos, hasta completar el último paño y se ajusta la viga de rigidez.
- d) Finalmente se coloca la superficie de desgaste, y se tiene el modelo final del puente colgante por donde circulará la sobrecarga vehicular HL93.

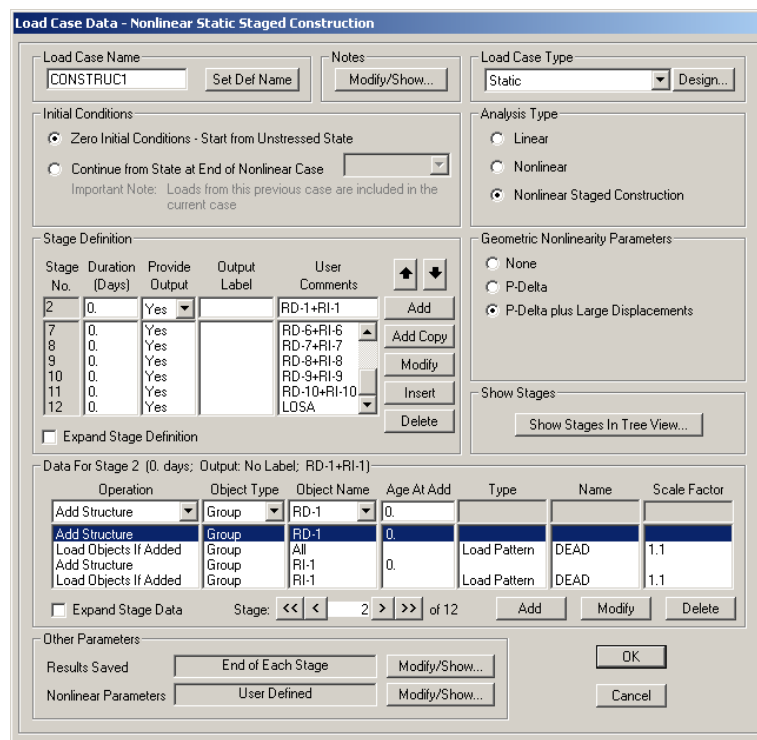
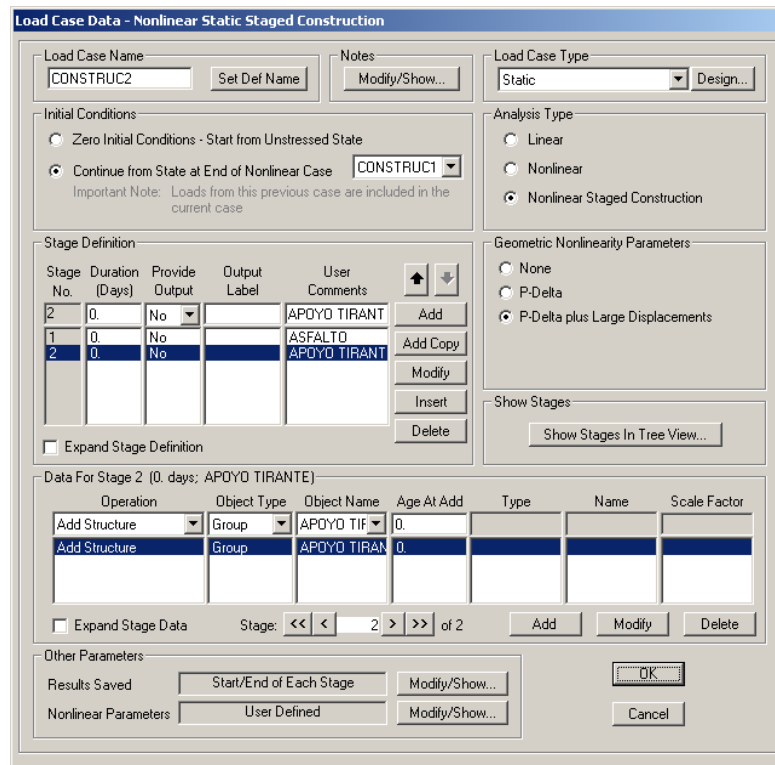


FIGURA N° 4-23: Análisis secuencial en el proceso CONSTRUCCIÓN 1



4.4.2 Resultados del modelo estructural

TENSIÓN POR SOBRECARGA VEHICULAR HL93

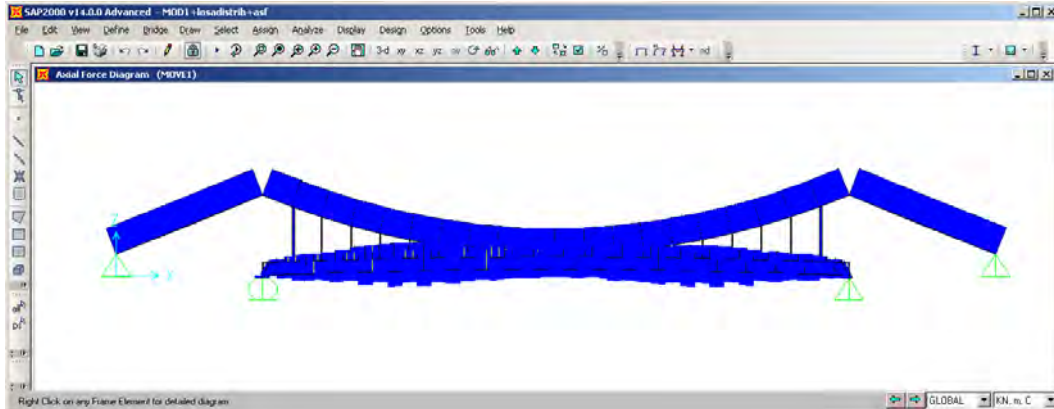


FIGURA N° 4-25: Diagrama de fuerzas axiales por sobrecarga vehicular en la estructura

a) Tensión axial en el cable

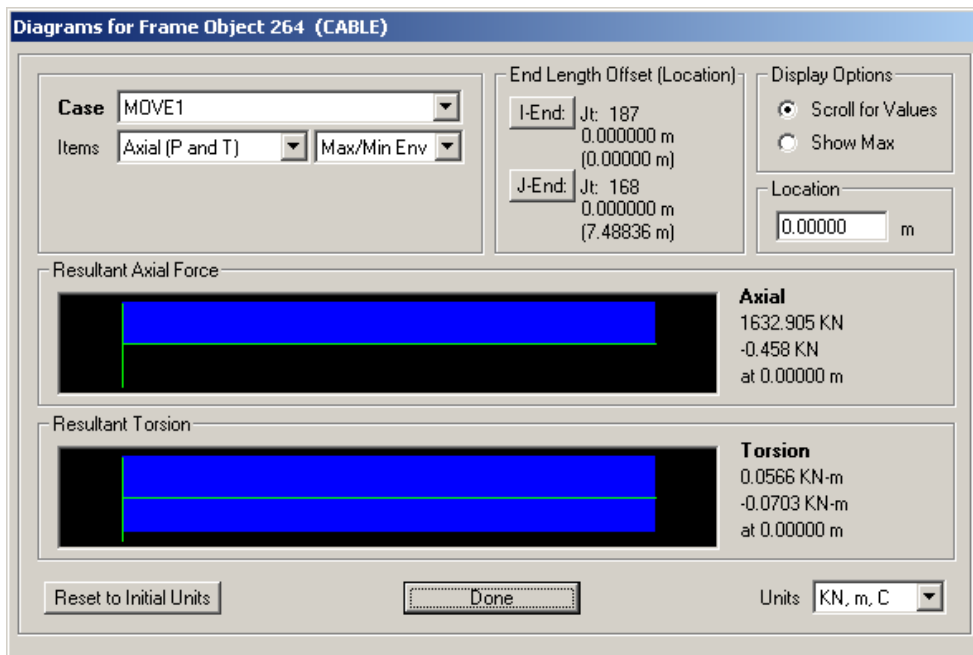


FIGURA N° 4-26: Fuerza axial en el cable por sobrecarga vehicular

b) Tensión en la viga de rigidez

BRIDA INFERIOR

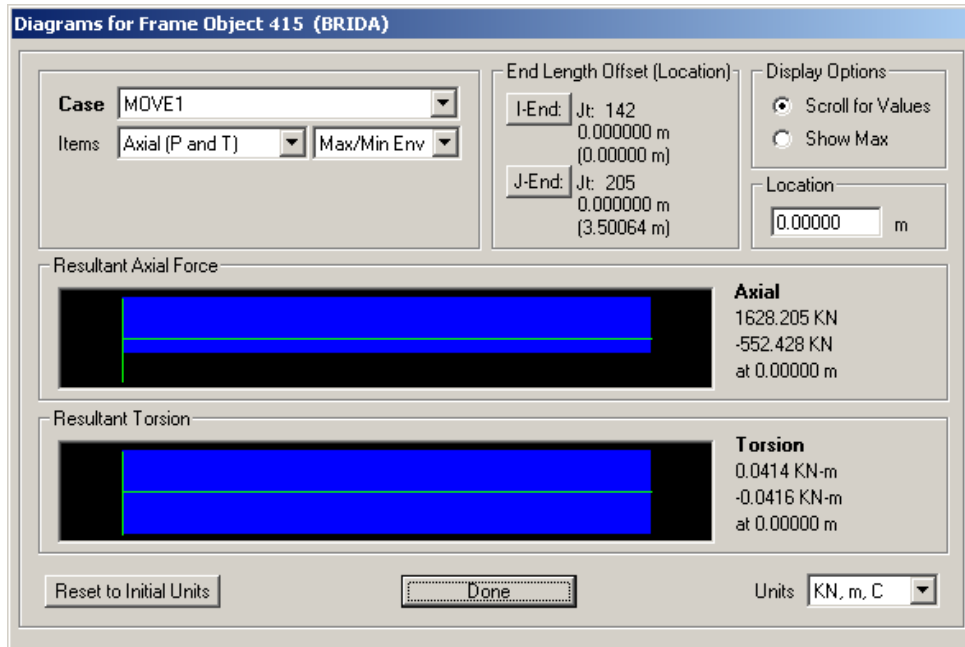


FIGURA Nº 4-27: Fuerza axial en la brida inferior de la viga de rigidez por sobrecarga vehicular

BRIDA SUPERIOR

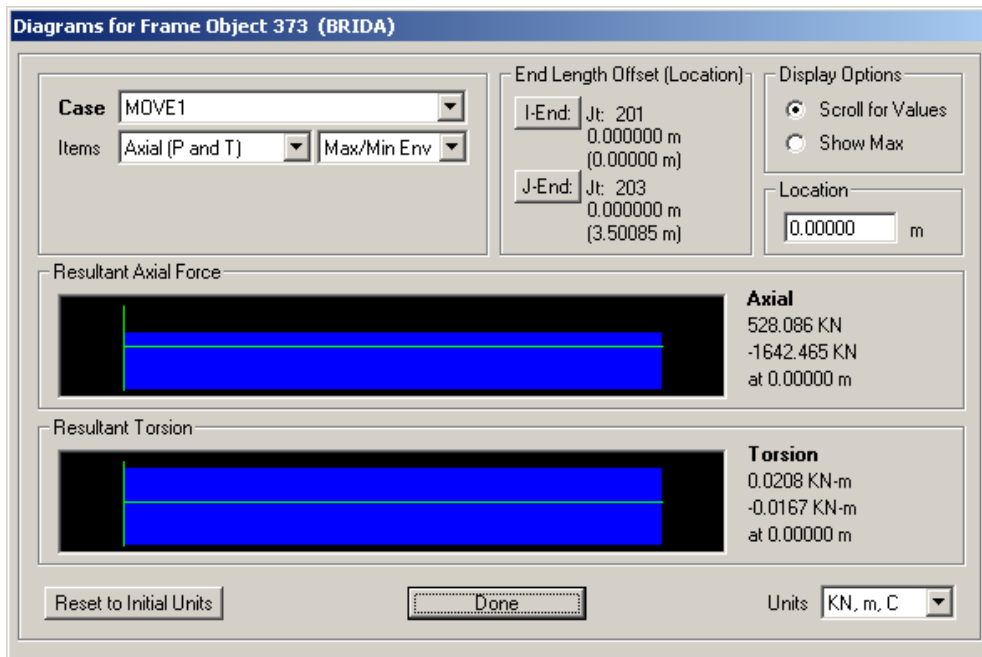


FIGURA 4-28: Fuerza axial en la brida superior de la viga de rigidez por sobrecarga vehicular

MONTANTE

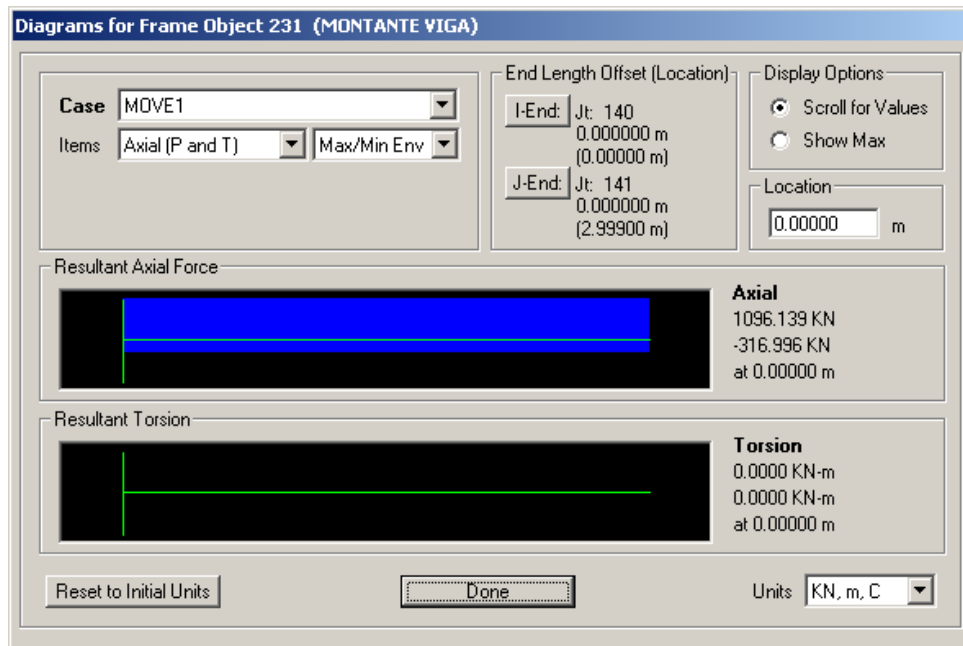


FIGURA N° 4-29: Fuerza axial en la montante de la viga de rigidez por sobrecarga vehicular

DIAGONAL

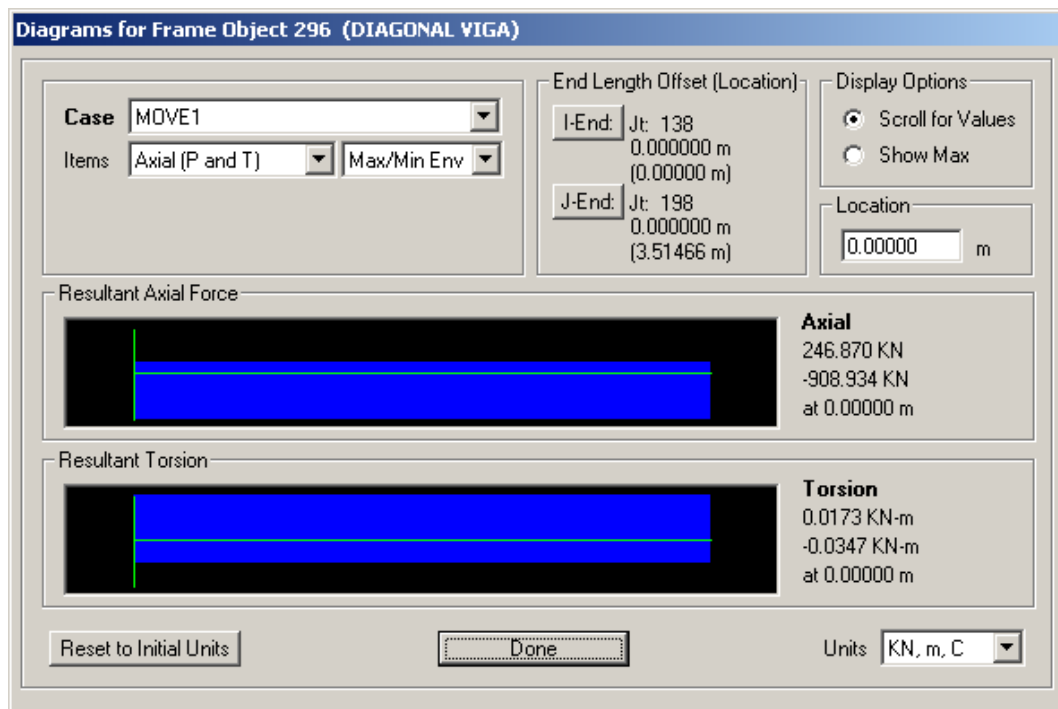


FIGURA N° 4-30: Fuerza axial en la diagonal de la viga de rigidez por sobrecarga vehicular

4.4.3 Comparación de resultados

A continuación presentamos el cuadro comparativo de los resultados obtenidos al aplicar las dos metodologías descritas.

TEORÍA DE DEFLEXIONES				SAP 2000				PORCENTAJE DE VARIACIÓN
CABLE				CABLE (L/4)				
DESCRIPCIÓN	FACTOR LRFD	TENSIÓN	TENSIÓN FACTORADA	DESCRIPCIÓN	FACTOR LRFD	TENSIÓN	TENSIÓN FACTORADA	
DC	1.25	5,301.07	6,626.34	DC	1.25	5,692.04	7,115.05	
DW	1.50	320.71	481.06	DW	1.50	330.67	496.01	
LL+IM	1.75	1,707.62	2,988.34	LL+IM	1.75	1,632.91	2,857.59	
TOTAL		7,329.40	10,095.74	TOTAL		7,655.62	10,468.65	3.56%
VIGA DE RIGIDEZ				VIGA DE RIGIDEZ (L/4)				
DESCRIPCIÓN	FACTOR LRFD	TENSIÓN	TENSIÓN FACTORADA	DESCRIPCIÓN	FACTOR LRFD	TENSIÓN	TENSIÓN FACTORADA	
DC	1.25	0.00	0.00	DC	1.25	-434.50	-543.13	
DW	1.50	0.00	0.00	DW	1.50	-76.37	-114.56	
LL+IM	1.75	-1,486.38	-2,601.16	LL+IM	1.75	-1,642.47	-2,874.32	
TOTAL		-1,486.38	-2,601.16	TOTAL		-2,153.34	-3,532.00	26.35%

Como se puede apreciar, la analogía entre una viga suspendida y una viga bajo tensión, permite tener buenas estimaciones de carga axial en el cable y la viga de rigidez, debido básicamente a que la utilización de la teoría de las deflexiones para un análisis preliminar en donde se ha tomado en cuenta el análisis no lineal y la consideración de que la rigidez del cable y de la viga de rigidez son complementarias.

Con respecto a las fuerzas actuantes en la viga de rigidez, el efecto de comportamiento de arco producto de la contraflecha considerada en el esquema inicial de la estructura origina las variaciones con el modelo aproximado ya que este considera a la viga de rigidez como un elemento horizontal.

4.5 VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON LAS ESPECIFICACIONES AASHTO LRFD

ELEMENTOS EN TENSIÓN Y FLEXIÓN (AASHTO LRFD 2005)

Resistencia a la Tensión (A6.8)

Elementos sujetos a tensión axial deberán ser investigados para:

Fluencia en la sección total

$$P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g \quad (6.8.2.1-1)$$

Fractura en la sección neta

$$P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n U \quad (6.8.2.1-2)$$

Donde

P_{ny} = resistencia nominal a la tensión en la fluencia en la sección bruta

F_y = resistencia mínima específica a la fluencia

A_g = sección transversal total del elemento

P_{nu} = resistencia nominal a la tensión en la fractura en la sección neta

F_u = resistencia a la tensión

A_n = área neta del elemento

U = factor de reducción

ϕ_y = factor de resistencia para fluencia de elementos a tensión

ϕ_u = factor de resistencia para fractura de elementos a tensión

Los elementos en tensión deberán satisfacer los requerimientos de esbeltez y fatiga indicados en los correspondientes artículos de las especificaciones.

El factor de reducción U para secciones sujetas a carga de tensión transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección transversal por pernos o soldadura puede ser tomado como

$$U = 1.00$$

Resistencia a la Flexión (Miscelanea) A6.12

Estas provisiones son aplicables a canales, ángulos, tees, y barras

La resistencia a la flexión factorada, M_r , será tomada como:

$$M_r = \phi_f M_n \quad (6.12.1.2.1-1)$$

Donde:

M_n = Resistencia nominal a la flexión (N-mm)

ϕ_f = Factor de resistencia por flexión (A6.5.4.2)

Resistencia a la flexión de elementos no compuestos

Para canales, ángulos, tees y barras (A6.12.2.2.4), la resistencia a la flexión nominal será el menor valor de

$$\text{Fluencia} \quad M_n = M_p$$

Donde:

$$M_p = F_y Z_x < 1.6 M_y \quad \text{para almas en tensión}$$

$$\leq M_y \quad \text{para almas en compresión}$$

Pandeo lateral torsional

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right]$$

Donde:

$$B = \pm 2.3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}}$$

El signo positivo en B se aplica cuando el alma esta en tensión y el signo negativo cuando el alma esta en compresión
Si el extremo del alma esta en compresión en cualquier punto a lo largo de la longitud no arriostrada, deberá tomarse el signo negativo

Pandeo local del ala del elemento

$$M_n = F_{cr} S_{xc}$$

Donde

S_{xc} = Es el módulo de sección elástica referida al ala en compresión

F_{cr} = Es determinado como sigue

- a) Para secciones compactas, el estado límite no es aplicable
- b) Para secciones no compactas

$$F_{cr} = F_y \left(1.19 - 0.50 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right)$$

- c) Para secciones esbeltas

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2}$$

Combinación de Tensión y Flexión (A6.8.2.3)

Un componente sujeto a tensión y compresión deberá satisfacer las siguientes ecuaciones

If $\frac{P_u}{P_r} < 0.2$, then

$$\frac{P_u}{2.0 P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (6.8.2.3-1)$$

If $\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2$, then

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (6.8.2.3-2)$$

donde

P_r = Resistencia a la tensión factorada (N)

M_{rx} = Resistencia a la flexión factorada en el eje X, tomada como ϕ veces resistencia a la flexión nominal en el eje X (N-mm)

M_{ry} = Resistencia a la flexión factorada en el eje Y, tomada como ϕ veces resistencia a la flexión nominal en el eje Y (N-mm)

M_{ux} , M_{uy} = Momento en los ejes X y Y respectivamente, resultante de las cargas factoradas (N-mm)

P_u = Efecto de la fuerza axial resultante de las cargas factoradas (N)

ϕ = Factor de resistencia por flexión

Relación límite de esbeltez (A6.8.4)

Elementos en tensión deberán satisfacer los siguientes requerimientos

Para elementos principales sujetos a inversión de esfuerzos $\frac{l}{r} \leq 140$

Para elementos principales NO sujetos a inversión de esfuerzos $\frac{l}{r} \leq 200$

Para bracings $\frac{l}{r} \leq 240$

Donde

l = longitud no arriostrada (mm)

r = mínimo radio de giro (mm)

Por lo tanto tenemos

$$\begin{aligned} M_{nx} &= 43,96 \text{ t-m} \\ M_{ny} &= 57,02 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Por pandeo lateral torsional

$$\begin{aligned} B_x &= -2,98 & M_{nx} &= 24,79 \text{ t-m} \\ B_y &= -6,36 & M_{ny} &= 9,65 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Por pandeo local de alas del elemento

$$\begin{aligned} b/t &= 4,32 & \text{Relación ancho espesor} \\ \lambda_p &= 9,17 \\ \lambda_r &= 24,14 \end{aligned}$$

Por lo tanto la sección es compacta ($b/t < \lambda_p$)

Por lo que el M_n no es aplicable.

Mrx =	24,79 t-m
Mry =	9,65 t-m

Combinación de tensión y flexión

Del análisis tenemos

$$\begin{aligned} P_u &= 248,27 \text{ t} & \text{Fuerza axial última actuante} \\ M_{ux} &= 0 \text{ t-m} \\ M_{uy} &= 0 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u / P_r &= 0,771 \\ M_{ux} / M_{rx} &= 0,000 \\ M_{uy} / M_{ry} &= 0,000 \end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{2.0 P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \text{ NO APLICABLE} \quad \text{FALSO}$$

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = 0,77 \quad \text{OK}$$

Límite de esbeltez

$$\begin{aligned} L_b &= 3,500 \text{ m} \\ r &= 0,119 \text{ m} & L_b / r &= 29,4 & \text{OK} \end{aligned}$$

Como se puede notar la brida conformada por dos canales **2 C 300x100x46** y sometida a fuerza axial en tracción, **soporta** las acciones debido a la sobrecarga vehicular HL'93K.

ELEMENTOS EN COMPRESIÓN Y FLEXIÓN (AASHTO LRFD 2005)

Resistencia a la Compresión (A6.9)

La resistencia a la compresión, P_r , deberá ser tomada como

$$P_r = \phi_c P_n \quad (6.9.2.1-1)$$

Donde

P_n = resistencia a la compresión nominal (N)

ϕ_c = factor de resistencia a la compresión

Para secciones no compuestas, la resistencia a la compresión nominal deberá de satisfacer los coeficientes de pandeo de planchas y los anchos de planchas para compresión axial (A6.9.4.2)

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.9.4.2-1)$$

Donde

k = coeficiente de pandeo de la plancha especificado en la tabla 1

b = ancho de la placha especificado en la tabla 1 (mm)

t = espesor de la plancha (mm)

Tabla 1

Plates Supported Along One Edge	k	b
Flanges and Projecting Legs or Plates	0.56	• Half-flange width of rolled I-sections
		• Full flange width of channels
		• Distance between free edge and first line of bolts or welds in plates
		• Full width of an outstanding leg for pairs of angles in continuous contact
Stems of Rolled Tees	0.75	• Full depth of tee
Other Projecting Elements	0.45	• Full width of outstanding leg for single angle strut or double angle strut with separator
		• Full projecting width for others
Plates Supported Along Two Edges	k	b
Box Flanges and Cover Plates	1.40	• Clear distance between webs minus inside corner radius on each side for box flanges
		• Distance between lines of welds or bolts for flange cover plates
Webs and Other Plate Elements	1.49	• Clear distance between flanges minus fillet radii for webs of rolled beams
		• Clear distance between edge supports for all others
Perforated Cover Plates	1.86	• Clear distance between edge supports

La resistencia nominal a la compresión, P_n , satisficará lo siguiente:

- If $\lambda \leq 2.25$, then:

$$P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_s \quad (6.9.4.1-1)$$

- If $\lambda > 2.25$, then:

$$P_n = \frac{0.88 F_y A_s}{\lambda} \quad (6.9.4.1-2)$$

Para lo cual

$$\lambda = \left(\frac{K\ell}{r_y \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E} \quad (6.9.4.1-3)$$

Donde

- As = Área total de la sección (mm²)
 Fy = resistencia mínima específica a la fluencia
 E = módulo de elasticidad
 K = factor de longitud efectiva
 l = longitud no arriostrada
 rs = radio de giro en el plano de pandeo (mm)

Resistencia a la Flexión (Miscelanea) A6.12

Estas provisiones son aplicables a canales, ángulos, tees, y barras
 La resistencia a la flexión factorada, Mr, será tomada como:

$$M_r = \phi_f M_n \quad (6.12.1.2.1-1)$$

Donde:

- Mn = Resistencia nominal a la flexión (N-mm)
 φy = Factor de resistencia por flexión (A6.5.4.2)
 Resistencia a la flexión de elementos no compuestos
 Para canales, ángulos, tees y barras (A6.12.2.2.4), la resistencia a la flexión nominal será el menor valor de

$$\text{Fluencia} \quad M_n = M_p$$

Donde:

- $M_p = F_y Z_x < 1.6 M_y$ para almas en tensión
 $\leq M_y$ para almas en compresión

Pandeo lateral torsional

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right]$$

Donde:

$$B = \pm 2.3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}}$$

El signo positivo en B se aplica cuando el alma esta en tensión y el signo negativo cuando el alma esta en compresión
 Si el extremo del alma esta en compresión en cualquier punto a lo largo de la longitud no arriostrada, deberá tomarse el signo negativo

Pandeo local del ala del elemento

$$M_n = F_{cr} S_{xc}$$

Donde

- Sxc = Es el módulo de sección elástica referida al ala en compresión
 Fcr = Es determinado como sigue
 a) Para secciones compactas, el estado límite no es aplicable
 b) Para secciones no compactas

$$F_{cr} = F_y \left(1.19 - 0.50 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right)$$

- c) Para secciones esbeltas

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2}$$

Combinación de compresión axial y flexión (A6.9.2.2)

La carga de compresión axial, P_n , y los momentos concurrentes, M_{nx} y M_{ny} , calculados por cargas factoradas, por procedimientos de análisis elásticos deberán satisfacer las siguientes relaciones:

- If $\frac{P_u}{P_r} < 0.2$, then:

$$\frac{P_u}{2.0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (6.9.2.2-1)$$

- If $\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2$, then:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (6.9.2.2-2)$$

P_r =	resistencia a la compresión factorada (N)
M_{rx} =	Resistencia a la flexión factorada en el eje X, tomada como ϕ veces resistencia a la flexión nominal en el eje X (N-mm)
M_{ry} =	Resistencia a la flexión factorada en el eje Y, tomada como ϕ veces resistencia a la flexión nominal en el eje Y (N-mm)
M_{ux} , M_{uy} =	Momento en los ejes X y Y respectivamente, resultante de las cargas factoradas (N-mm)
P_u =	Efecto de la fuerza axial resultante de las cargas factoradas (N)
ϕ =	Factor de resistencia por flexión

M_{ux} y M_{uy} pueden ser calculados por

Un análisis elástico de segundo orden que considere la amplificación de momentos causado por la carga axial factorada

El procedimiento aproximado de ajuste especificado en A4.5.3.2.2b

Amplificación de momentos - Viga - columna (A4.5.3.2.2b)

Los momentos o esfuerzos factorados pueden ser incrementados para reflejar los efectos de la deformación como sigue

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (4.5.3.2.2b-1)$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s} \quad (4.5.3.2.2b-2)$$

para lo cual

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1.0 \quad (4.5.3.2.2b-3)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\phi \Sigma P_c}} \quad (4.5.3.2.2b-4)$$

en donde

P_n =	carga axial factorada (N)
P_c =	carga de pandeo de Euler (N)
ϕ =	factor de resistencia para la compresión

- M_{2b} = momento en el elemento en compresión, debido a cargas de gravedad factoradas, que resultan en un no apreciable desplazamiento horizontal calculado por un análisis convencional de primer orden, siempre positivo (N-mm)
- f_{2b} = esfuerzo correspondiente a M_{2b} (Mpa)
- M_{2s} = momento en el elemento en compresión, debido a cargas lateral factorada o de gravedad factorada, que resultan en un desplazamiento horizontal Δ , mayor que $l/1500$, calculado por un análisis convencional de primer orden, siempre positivo (N-mm)
- f_{2s} = esfuerzo correspondiente a M_{2s} (Mpa)

La carga de pandeo de Euler, será tomado como

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(K \ell_u)^2} \quad (4.5.3.2.2b-5)$$

- I = longitud no arriostrada del elemento en compresión (mm)
- K = factor de longitud efectiva
- E = módulo de elasticidad (MPa)
- I = momento de inercia alrededor del eje en consideración (mm^4)

Para elementos arriostrados contra desplazamiento horizontal, δ_s , será tomado como 1.0 a menos que el análisis indique un menor valor puede ser usado.

Para elementos arriostrados contra desplazamiento horizontal y sin carga transversal entre apoyos, C_m puede ser tomado como

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \quad (4.5.3.2.2b-6)$$

Donde

- M_{1b} = menor momento
- M_{2b} = mayor momento

La relación M_{1b}/M_{2b} es considerado positivo si el componente es flectado en una simple curvatura y negativo si es flectado con doble curvatura

Para todos los otros casos, C_m será tomado como 1.0

Relación límite de esbeltez (A6.9.3)

Elementos en compresión deberán satisfacer los siguientes requerimientos

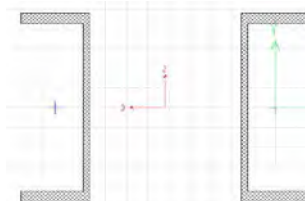
- For main members: $\frac{K \ell}{r} \leq 120$
- For bracing members: $\frac{K \ell}{r} \leq 140$

Donde

- K = factor de longitud efectiva
- ℓ = longitud no arriostrada (mm)
- r = mínimo radio de giro (mm)

VERIFICACIÓN DEL ELEMENTO A LA COMPRESIÓN Y FLEXIÓN

Sección BS - 01



Propiedades geométricas

d =	0,300 m	Peralte de la sección
Lb =	3,500 m	Longitud no arriostrada
A =	1,14E-02 m ²	Área de la sección transversal
J =	7,05E-07 m ⁴	Constante torsional
I _x =	1,61E-04 m ⁴	Momento de inercia en el eje X
I _y =	2,44E-04 m ⁴	Momento de inercia en el eje Y
r _x =	1,19E-01 m	Radio de giro en el eje X
r _y =	1,46E-01 m	Radio de giro en el eje Y
S _x =	1,08E-03 m ³	Módulo de sección elástico en X
S _y =	1,15E-03 m ³	Módulo de sección elástico en Y
Z _x =	1,26E-03 m ³	Módulo de sección plástico en X
Z _y =	1,63E-03 m ³	Módulo de sección plástico en Y

Propiedades mecánicas

Acero estructural	ASTM A709M	
E =	2,04E+07 t/m ²	Módulo de elasticidad
F _y =	35000 t/m ²	Esfuerzo de fluencia
F _u =	42000 t/m ²	Esfuerzo de rotura

Propiedades geométricas

N° =	0	Número de pernos
D =	0,00E+00 m	Diametro del perno
A _n =	7,24E-03 m ²	Area neta

ESTADO LÍMITE RESISTENCIA I

Resistencia a la Compresión

Factor de resistencia

- For axial compression, steel only $\phi_c = 0.90$

Coefficientes de pandeo

De la tabla 1, tenemos

b =	0,108 m	distancia entre el borde y la primera linea de soldadura
k =	0,56	alas
b / t =	3,375	

$$k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13,52 \quad \text{OK}$$

K =	0,75 (A4.6.2.5)
λ =	0,085
Pn =	385,20 t

Pr = 346,68 t

Resistencia a la flexión

Por fluencia

Myx = 37,63 t-m
 Myy = 40,29 t-m
 ¿Almas en tensión (Si/No)? : No
 Mpx = 43,96 t-m <= 37,63 t-m
 Mpy = 57,02 t-m <= 40,29 t-m

Por lo tanto tenemos

Mnx = 37,63 t-m
 Mny = 40,29 t-m

Por pandeo lateral torsional

Bx = -2,98 Mnx = 24,79 t-m
 By = -7,34 Mny = 8,38 t-m

Por pandeo local de alas del elemento

b/t = 3,375 Relación ancho espesor
 kc = 1,31 $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$
 kc = 0,76
 λp = NO APLICABLE
 λr = 1,35E+01

Por lo tanto la sección es **NO** compacta (b/t < λp)

$$F_{cr} = F_y \left(1.19 - 0.50 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right)$$

bf = 0,300 m
 tf = 0,0320 m
 Fcr = 3,83E+04 t/m²
 Sxc = 1,07E-02 m³
 Mnx = 409,30 t-m

Por lo tanto la sección es compacta (b/t < λp)

Por lo que el Mn no es aplicable.

Mrx =	24,79 t-m
Mry =	8,38 t-m

Combinación de tensión y flexión

φ = 0,9 factor de resistencia
 Pu = 256,34 t carga axial última factorada
 M1b = 0,00 t-m momento flector en extremo del elemento
 M2b = 0,00 t-m momento flector en extremo del elemento
 M1b/M2b = 0,00
 Cm = 0,60
 K = 0,75 (A4.6.2.5) factor de longitud efectiva
 Pe = 4713,09 t carga de pandeo de Euler
 δb = 0,64
 δs = 1,00 =====> elemento arriostrado contra desplazamiento lateral
 M2s = 0,00 t-m
 Mc = 0,00 t-m

Del analisis tenemos

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 0,00 \text{ t-m} \\ M_{uy} &= 0,00 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u / P_r &= 0,739 \\ M_{ux} / M_{rx} &= 0,000 \\ M_{uy} / M_{ry} &= 0,000 \end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{2.0 P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \quad \text{NO APLICABLE}$$

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = 0,74 \quad \text{OK}$$

Límite de esbeltez

$$\begin{aligned} L_b &= 3,500 \text{ m} \\ r &= 0,119 \text{ m} \end{aligned} \quad L_b / r = 29,44 \quad \text{OK}$$

Como se puede apreciar la brida inferior conformada por dos canales **2 C 300x100x46** y sometida a fuerza axial en compresión, **soporta** las acciones debido a la sobrecarga vehicular HL'93.

ELEMENTOS EN COMPRESIÓN Y FLEXIÓN (AASHTO LRFD 2005)

Resistencia a la Compresión (A6.9)

La resistencia a la compresión, P_r , deberá ser tomada como

$$P_r = \phi_c P_n \quad (6.9.2.1-1)$$

Donde

P_n = resistencia a la compresión nominal (N)

ϕ_c = factor de resistencia a la compresión

Para secciones no compuestas, la resistencia a la compresión nominal deberá de satisfacer los coeficientes de pandeo de planchas y los anchos de planchas para compresión axial (A6.9.4.2)

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.9.4.2-1)$$

Donde

k = coeficiente de pandeo de la plancha especificado en la tabla 1

b = ancho de la placha especificado en la tabla 1 (mm)

t = espesor de la plancha (mm)

Tabla 1

Plates Supported Along One Edge	k	b
Flanges and Projecting Legs or Plates	0.56	• Half-flange width of rolled I-sections
		• Full flange width of channels
		• Distance between free edge and first line of bolts or welds in plates
		• Full width of an outstanding leg for pairs of angles in continuous contact
Stems of Rolled Tees	0.75	• Full depth of tee
Other Projecting Elements	0.45	• Full width of outstanding leg for single angle strut or double angle strut with separator
		• Full projecting width for others
Plates Supported Along Two Edges	k	b
Box Flanges and Cover Plates	1.40	• Clear distance between webs minus inside corner radius on each side for box flanges
		• Distance between lines of welds or bolts for flange cover plates
Webs and Other Plate Elements	1.49	• Clear distance between flanges minus fillet radii for webs of rolled beams
		• Clear distance between edge supports for all others
Perforated Cover Plates	1.86	• Clear distance between edge supports

La resistencia nominal a la compresión, P_n , satisficará lo siguiente:

- If $\lambda \leq 2.25$, then:

$$P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_g \quad (6.9.4.1-1)$$

- If $\lambda > 2.25$, then:

$$P_n = \frac{0.88 F_y A_g}{\lambda} \quad (6.9.4.1-2)$$

Para lo cual

$$\lambda = \left(\frac{K \ell}{r_g \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E} \quad (6.9.4.1-3)$$

Donde

- A_s = Area total de la sección (mm^2)
 F_y = resistencia mínima específica a la fluencia
 E = módulo de elasticidad
 K = factor de longitud efectiva
 l = longitud no arriostrada
 r_s = radio de giro en el plano de pandeo (mm)

Resistencia a la Flexión (Miscelanea) A6.12

Estas provisiones son aplicables a canales, ángulos, tees, y barras

La resistencia a la flexión factorada, M_r , será tomada como:

$$M_r = \phi_f M_n \quad (6.12.1.2.1-1)$$

Donde:

- M_n = Resistencia nominal a la flexión (N-mm)
 ϕ_f = Factor de resistencia por flexión (A6.5.4.2)

Resistencia a la flexión de elementos no compuestos

Para canales, ángulos, tees y barras (A6.12.2.4), la resistencia a la flexión nominal será el menor valor de

Fluencia $M_n = M_p$

Donde:

$$M_p = F_y Z_x < 1.6 M_y \quad \text{para almas en tensión}$$

$$\leq M_y \quad \text{para almas en compresión}$$

Pandeo lateral torsional

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{E I_y G J}}{L_b} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right]$$

Donde:

$$B = \pm 2.3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}}$$

El signo positivo en B se aplica cuando el alma esta en tensión y el signo negativo cuando el alma esta en compresión
Si el extremo del alma esta en compresión en cualquier punto a lo largo de la longitud no arriostrada, deberá tomarse el signo negativo

Pandeo local del ala del elemento

$$M_n = F_{cr} S_{xc}$$

Donde

- S_{xc} = Es el módulo de sección elástica referida al ala en compresión
 F_{cr} = Es determinado como sigue
 - Para secciones compactas, el estado límite no es aplicable
 - Para secciones no compactas

$$F_{cr} = F_y \left(1.19 - 0.50 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right)$$

- c) Para secciones esbeltas

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2}$$

Combinación de compresión axial y flexión (A6.9.2.2)

La carga de compresión axial, P_n , y los momentos concurrentes, M_{nx} y M_{ny} , calculados por cargas factoradas, por procedimientos de analisis elasticos deberán satisfacer las siguientes relaciones:

- If $\frac{P_u}{P_r} < 0.2$, then:

$$\frac{P_u}{2.0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (6.9.2.2-1)$$

- If $\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2$, then:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (6.9.2.2-2)$$

Donde

- Pr = Resistencia a la compresión factorada (N)
 Mrx = Resistencia a la flexión factorada en el eje X, tomada como ϕy veces resistencia a la flexión nominal en el eje X (N-mm)
 Mry = Resistencia a la flexión factorada en el eje Y, tomada como ϕy veces resistencia a la flexión nominal en el eje Y (N-mm)
 Mux, Muy = Momento en los ejes X y Y respectivamente, resultante de las cargas factoradas (N-mm)
 Pu = Efecto de la fuerza axial resultante de las cargas factoradas (N)
 ϕy = Factor de resistencia por flexión

Mux y Muy pueden ser calculados por

Un análisis elástico de segundo orden que considere la amplificación de momentos causado por la carga axial factorada

El procedimiento aproximado de ajuste especificado en A4.5.3.2.2b

Amplificación de momentos - Viga - columna (A4.5.3.2.2b)

Los momentos o esfuerzos factorados pueden ser incrementados para reflejar los efectos de la deformación como sigue

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (4.5.3.2.2b-1)$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s} \quad (4.5.3.2.2b-2)$$

para lo cual

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1.0 \quad (4.5.3.2.2b-3)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}} \quad (4.5.3.2.2b-4)$$

en donde

- Pn = carga axial factorada (N)
 Pc = carga de pandeo de Euler (N)
 ϕ = factor de resistencia para la compresión
 M_{2b} = momento en el elemento en compresión, debido a cargas de gravedad factoradas, que resultan en un no apreciable desplazamiento horizontal calculado por un análisis convencional de primer orden, siempre positivo (N-mm)

- f_{2b} = esfuerzo correspondiente a M_{2b} (Mpa)
 M_{2s} = momento en el elemento en compresión, debido a cargas lateral factorada o de gravedad factorada, que resultan en un desplazamiento horizontal Δ , mayor que $l/1500$, calculado por un analisis convencional de primer orden, siempre positivo (N-mm)
 f_{2s} = esfuerzo correspondiente a M_{2s} (Mpa)

La carga de pandeo de Euler, será tomado como

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(K\ell_u)^2} \quad (4.5.3.2.2b-5)$$

- l = longitud no arriostrada del elemento en compresión (mm)
 K = factor de longitud efectiva
 E = módulo de elasticidad (MPa)
 I = momento de inercia alrededor del eje en consideración (mm⁴)

Para elementos arriostrados contra desplazamiento horizontal, δ_s , será tomado como 1.0 a menos que el análisis indique un menor valor puede ser usado.

Para elementos arriostrados contra desplazamiento horizontal y sin carga transversal entre apoyos, C_m puede ser tomado como

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \quad (4.5.3.2.2b-6)$$

Donde

- M_{1b} = menor momento
 M_{2b} = mayor momento

La relación M_{1b}/M_{2b} es considerado positivo si el componente es flectado en una simple curvatura y negativo si es flectado con doble curvatura

Para todos los otros casos, C_m será tomado como 1.0

Relación límite de esbeltez (A6.9.3)

Elementos en compresión deberán satisfacer los siguientes requerimientos

- For main members: $\frac{K\ell}{r} \leq 120$
- For bracing members: $\frac{K\ell}{r} \leq 140$

Donde

- K = factor de longitud efectiva
 l = longitud no arriostrada (mm)
 r = mínimo radio de giro (mm)

CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Se ha utilizado el artículo publicado por Gregor P. Wollmann denominado Preliminary Analysis of Suspension Bridges para determinar la derivación de las ecuaciones fundamentales del análisis de puentes suspendidos basados en la Teoría de Deflexión, considerando la analogía entre la viga de rigidez suspendida y una viga bajo tensión axial.
- El programa de cálculo estructural SAP2000 utiliza un método de análisis no lineal geométrico, en donde se considera la no linealidad en forma de efectos P-Delta o efectos de grandes desplazamientos, análisis que utilizando un método más elaborado como es el método de los elementos finitos, el mismo que presenta la opción de realizar el análisis no lineal geométrico siguiendo el proceso constructivo.
- Los resultados obtenidos de la comparación de la aplicación de ambas metodologías en el análisis del puente colgante, nos indica que la propuesta de George Wollmann permite obtener buenas estimaciones en el cálculo de fuerzas en el cable y viga de rigidez, con lo cual se consigue un entendimiento preliminar en forma cualitativa de los resultados alcanzados siguiendo procedimientos más elaborados.
- Utilizando el programa SAP2000 al igual que la Teoría de Deflexiones se ha constatado que las rigideces del cable y la viga de rigidez son complementarias.
- AASHTO LRFD utiliza factores separados de carga y de resistencia para el diseño de los componentes estructurales con lo cual hay una mayor confiabilidad en el uso de este método. ASD utiliza cargas de servicio no factoradas para el diseño de los elementos en conjunción con un único factor de seguridad aplicado a la resistencia y debido a la mayor variabilidad e impredecibilidad de la carga viva y otras cargas en comparación con la carga muerta no es posible obtener una confiabilidad uniforme.

5.2 RECOMENDACIONES

- Para el predimensionamiento de los elementos de un puente colgante, se recomienda utilizar los valores propuestos en el Cuadro N° 2-4, cuyos valores son apropiados para puentes de luces medianas, comunes en nuestro país.
- Para obtener preliminarmente en forma cualitativa las fuerzas actuantes en los cables y viga de rigidez de un puente colgante, se recomienda utilizar la metodología propuesta por Gregor P. Wollmann en su artículo Preliminary Analysis of Suspension Bridges.
- La utilización de programas de cálculo nos obliga a tener conocimiento de las consideraciones, ventajas y limitaciones de ellos cuyos resultados a obtener dependerá únicamente de la adecuada interpretación del usuario. Por ello es prioritario entender conceptualmente el comportamiento de la estructura, estimando preliminarmente los resultados a obtener.
- En el presente trabajo, en el análisis de la estructura sólo se consideró la participación de las cargas debidas a los componentes estructurales, superficie de desgaste y carga viva. La consideración de otros tipos de carga permitirá obtener un diseño estructural más elaborado para su construcción.
- Para el caso de análisis del tablero del puente, sólo se consideró los efectos de comportamiento a flexión, siendo necesario considerar las acciones de membrana.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specification, EE.UU.,2010.
2. Brockenbrough, L.R., "Manual de estructura de acero", Mac Graw Hill, Colombia, 1988.
3. Colin O'Connor, Design of Bridges Superstructures, John Wiley & Sons, Inc., 1971
4. Gimsing, Niels J., Georcakis, Christos T., "Cable Supported Bridges", John Wiley & Sons Ltd., United Kingdom, 2012.
5. Ivine, Max. "Cable Structures", Dover Publications, Inglaterra, 1992.
6. Ministerio de Transportes y Comunicaciones, "Manual de diseño de puentes", Perú, 2003.