

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO



FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Proyecto de Investigación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

TRABAJO DE TITULACIÓN

MODELO DE AEROELASTICIDAD COMPARANDO UN PUENTE TIPO COLGANTE VERSUS TIPO ARCO, CASO RÍO ARAJUNO Y SU INCIDENCIA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.

Autor:

Jonathan Jair Poveda Riofrio

Tutor:

Ing. Hernán Vladimir Pazmiño Chiluiza.

RIOBAMBA-ECUADOR

AÑO 2022

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

La responsabilidad del contenido de este proyecto de Graduación, corresponde exclusivamente a: Jonathan Jair Poveda Riofrio e Ing. Hernán Vladimir Pazmiño Chiluzza y el patrimonio intelectual de la misma Universidad Nacional de Chimborazo.



Sr. Jonathan Jair Poveda Riofrio
C.I. 160044588-4

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Yo, Ing. Hernán Vladimir Pazmiño Chiluzza, en calidad de Tutor de Tesis, cuyo tema es: "MODELO DE AEROELASTICIDAD COMPARANDO UN PUENTE TIPO COLGANTE VERSUS TIPO ARCO, CASO RÍO ARAJUNO Y SU INCIDENCIA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL"; que el informe final del trabajo investigativo, ha sido revisado y corregido, razón por la cual autorizo al Señor Jonathan Jair Poveda Riofrio, para que se presenten ante el tribunal de defensa respectivo para que se lleve a cabo la sustentación de su Tesis.

Atentamente,

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Vladimir Pazmiño', is written over a horizontal dotted line. The signature is stylized and cursive.

Ing. Vladimir Pazmiño
Tutor del Proyecto

REVISIÓN DEL TRIBUNAL

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de investigación de título: “MODELO DE AEROELASTICIDAD COMPARANDO UN PUENTE TIPO COLGANTE VERSUS TIPO ARCO, CASO RÍO ARAJUNO Y SU INCIDENCIA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL” presentado por Jonathan Jair Poveda Riofrio y dirigida por: Ing. Hernán Vladimir Pazmiño Chiluzza. Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final del proyecto de investigación con fines de graduación escrito en la cual se ha constado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Chimborazo. Para la constancia de lo expuesto firman.

Ing. Vladimir Pazmiño



Tutor del Proyecto Firma

CERTIFICADO ANTIPLAGIO



Dirección
Académica
VICERRECTORADO ACADÉMICO



CERTIFICACIÓN

Que, **POVEDA RIOFRIO JONATHAN JAIR** con CC: **1600445884**, estudiante de la Carrera de **Ingeniería Civil, NO VIGENTE**, Facultad de **Ingeniería**; ha trabajado bajo mi tutoría el trabajo de investigación titulado "**MODELO DE AEROELASTICIDAD COMPARANDO UN PUENTE TIPO COLGANTE VERSUS TIPO ARCO CASO RIO ARAJUNO Y SU INCIDENCIA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL**", que corresponde al dominio científico **Desarrollo Territorial - Productivo y Hábitat Sustentable para mejorar la calidad de vida**, y alineado a la línea de investigación **Ingeniería, Construcción, Industria y Producción** cumple con el 2%, de acuerdo con el reporte del sistema Anti - plagio **URKUND**, porcentaje aceptado de acuerdo con la reglamentación institucional, por consiguiente, autorizo continuar con el proceso.

Riobamba, 03 de mayo de 2022

Ing. Vladimir Pazmiño Ch.
DÓCENTE TUTOR

DEDICATORIA

A mi padre celestial, mi Dios, tus tiempos son perfectos y tu propósito son más grandes que los míos, gracias por tu bendición hoy estoy cumpliendo uno de mis etapas y anhelo más grandes de mi vida.

A mi madre Mirian Riofrio, por el gran amor y la devoción que tienes a tus hijos, por el apoyo incondicional que siempre me has dado, por tener siempre la fortaleza de salir adelante sin importar los obstáculos, por haber formado un hombre de bien y por ser la mujer que me dio la vida y me enseñó a vivirla, no hay palabras en este mundo mamita bella eres una mujer que simplemente me hace llenar de orgullo, te amo tanto y no va haber manera de devolverte lo tanto que me has ofrecido madre mía. Esta tesis es un logro más, y sin lugar a dudas ha sido en gran parte a ti; no sé dónde me encontraría de no ser por tu ayuda tu compañía y amor te amo mamita bella.

A mi abuelita Fanny Valverde⁺, fue mi segunda madre mi ejemplo de vida no sabes abuelita la falta que me haces hoy que no estas a mi lado aprendí a valorar tu esfuerzo y dedicación a la familia, me ayudaste abuelita bella a culminar mi carrera universitaria y eso siempre estaré agradecido viejita bella, todo sacrificio vale la pena y por eso Viejita bella y hermosa, donde quiera que te encuentres Mamita Fanny este triunfo te lo dedico de todo corazón.

A mi padre Rolando Poveda por inculcarme principios, valores y humildad, eres papi mi principal razón por la que aprendí a valorar tu esfuerzo y dedicación a pesar de las circunstancias, gracias papi por tus concejos brindados por tus palabras de aliento.

A mi esposa y mi hija por ser la luz de mis ojos no tengo muchas palabras para decirles, pero con decirles que les amo no será suficiente por eso este triunfo es para ustedes mis reinas.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por bendecir mi vida y ser mi protector, en aquellos días de dificultad y de debilidad.

A mis Padres, por ser mi pilar fundamental y mi apoyo incondicional en todos estos años, pese a las adversidades e inconvenientes que se presentaron en mi vida.

A mis hermanos, por su cariño y apoyo incondicional durante todo este proceso.

A la universidad nacional de Chimborazo por ser una institución líder en la formación de profesionales íntegros y con responsabilidad.

A todos los docentes de la carrera de ingeniería civil por compartir sus conocimientos y experiencias.

A los ingenieros Vladimir Pazmiño y Cristian Pullas, por su amistad, paciencia y ayuda técnica.

Jonathan Jair Poveda Riofrio

ÍNDICE

1	AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	
2	CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	
3	REVISIÓN DEL TRIBUNAL	
4	CERTIFICADO ANTIPLAGIO	
5	DEDICATORIA	
6	AGRADECIMIENTOS	
7	RESUMEN	
8	ABSTRACT	
9	CAPITULO I. INTRODUCCIÓN	13
1.1	Problema y Justificación	14
1.2	Objetivos	15
1.2.1	General	15
1.2.2	Específicos	15
10	CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	16
10.1	Puentes Soportados por Cables	16
2.1.1	Puentes Colgantes	17
2.1.1.1	Componentes Estructurales	17
2.1.1.2	Clasificación de los Puentes Colgantes	18
2.1.2	Puentes en Arco.....	18
2.1.2.1	Características Estructurales.	19
2.1.2.2	Clasificación de los puentes en arco.	20
10.2	Aeroelasticidad.....	21
2.2.1	Fenómenos Aeroelásticos.....	22
2.2.1.1	Desprendimiento de Vórtice.....	22
2.2.1.2	Fenómeno de Bloqueo.....	22
2.2.1.3	Galope a Través del Viento.....	22
2.2.1.4	Galope Inducido por una Estela.	23
2.2.1.5	Divergencia Torsional.	23
2.2.1.6	Flameo.....	24
2.2.1.7	Respuesta de Bataneo en Presencia de Fenómenos Aeroelásticos.....	25
10.3	Método 1: Normativa AASHTO LRFD	25
10.4	Método 2: Análisis de las fuerzas por el método de coeficientes de arrastre y sustentación	29
2.2.2	Coeficientes Aerodinámicos	29
2.2.3	Estabilidad Estática Debido a la Carga de Viento Estático.....	30

2.2.4	Modelamiento de Fuerzas Aerostáticas.....	30
10.4.1	Comportamiento Eólico de puentes	31
10.5	Método 3: Cargas estáticamente equivalentes	31
10.5.1	Revisión por inestabilidad aerodinámica	33
10.5.2	Revisión de otros fenómenos aerodinámicos	33
10.6	Periodos, frecuencias, desplazamiento.....	33
11	CAPÍTULO III. METODOLOGÍA	34
3.1.1	Hipótesis.....	34
3.1.2	Tipo y Diseño de la Investigación.....	35
3.1.3	Unidad de Análisis	35
3.1.4	Técnicas de Recolección de Datos	35
3.1.5	Procedimiento.....	35
12	CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	37
12.1	Ingeniería básica.....	37
12.1.1	Estudio Hidrológico – Hidráulico	37
12.1.2	Estudios de suelos	38
12.1.3	Estudios topográficos	39
12.1.4	Datos meteorológicos, velocidad y frecuencias del viento	39
12.2	Diseño preliminar	39
12.3	Resultado del análisis de las fuerzas aeroelásticas en puentes tipo colgante y tipo arco	40
13	CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	48
13.1	CONCLUSIONES	48
13.2	RECOMENDACIONES	48
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	50

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Puente híbrido soportado por cable	16
Figura 2. Componentes de un puente colgante	17
Figura 3. Componentes de un puente tipo arco de tablero inferior de péndolas verticales	19
Figura 4. Disposición de suspensión para puentes de arcos atirantados existentes	21
Figura 5. Componentes de la fuerza aerostática	30
Figura 6. Fuerzas aerostáticas que actúan sobre la viga por unidad de longitud del tramo	31
Figura 7. Diagrama proceso de la metodología	34
Figura 8: Resultado gráfico de perfil de socavación al final del periodo de diseño.	38
Figura 9. Modelo Inicial 3D Y 2D del puente colgante en el software CSI bridges	43
Figura 10. Modelo Corregido 3D Y 2D del puente colgante en el software CSI bridges	44
Figura 11. Modelo Inicial 3D Y 2D del puente en arco en el software CSI bridges	45
Figura 12. Modelo Corregido 3D Y 2D del puente en arco en el software CSI bridges	45

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de los puentes colgantes.....	18
Tabla 2. Clasificación de los puentes en arco según su morfología.	20
Tabla 3. Valores de V_0 y Z_0 para diferentes condiciones de la superficie contra el viento.....	26
Tabla 4. Presiones básicas, P_B , correspondientes a $V_B = 160$ km/h.....	27
Tabla 5. Presiones básicas del viento, P_B , para diferentes ángulos de ataque; V_B 160 km/h....	28
Tabla 6. Características de la cuenca de Aporte	37
Tabla 7. Caudales máximos de diseño	37
Tabla 8. Parámetros Hidráulicos en el puente de estudio	38
Tabla 9. Resultados del pre diseño del puente colgante y arco para el cálculo de las fuerzas aeroelásticas	40
Tabla 10. Resumen de los resultados de los métodos de análisis de las fuerzas aeroelásticas del puente colgante	41
Tabla 11. Resumen de los resultados de los métodos de análisis de las fuerzas aeroelásticas del puente en arco	42
Tabla 12. Comparación de controles del puente tipo colgante y en arco	46
Tabla 13. Revisión por inestabilidad puente colgante	47

RESUMEN

Las exigencias actuales señalan la necesidad de construir estructuras flexibles, dependiendo de la situación geográfica del puente, este estará expuesto a los efectos del viento, el objetivo de este trabajo de investigación es aplicar un modelo de aeroelasticidad comparando un puente tipo colgante versus tipo arco, para el caso del Río Arajuno y determinar la incidencia en el comportamiento estructural, con la finalidad de encontrar la mejor alternativa para diseñar un puente en esta localidad.

Este trabajo de investigación tiene un enfoque cuantitativo, el diseño de la investigación es no experimental, debido a que se observa al fenómeno tal como se da en el contexto natural. Se realizó una búsqueda bibliográfica para establecer el marco teórico considerando fuentes confiables, para la estructuración de la base conceptual de los puentes y del fenómeno de la aeroelasticidad, con sus métodos propuestos de análisis de fuerzas aeroelásticas.

Posteriormente, se realiza la ingeniería básica, para el diseño preliminar, se propone un puente soportado por cables, específicamente el tipo de puente colgante, y otro un puente de tipo arco, de tablero inferior, con arco superior y péndolas verticales.

Se realiza la modelación en 3D de los puentes de tipo colgante y arco, utilizando el software CSI Bridges, aplicando las cargas aeroelásticas previamente obtenidas y las secciones del diseño preliminar, generando un modelo computacional de los dos puentes.

Se aplica a los modelos de puente planteados el método de cargas estáticamente equivalentes para la acción del viento, los resultados indican que el método de cargas estáticamente equivalentes, provoca mayor afectación a la estructura debido a sus fuerzas aeroelásticas más altas en relación a los otros dos métodos. Además, que el puente que generó menos probabilidad de colapso, fue el puente en arco debido a que su periodo de vibración transversal y el desplazamiento que se genera en la estructura, es menor que los valores obtenidos con el puente de tipo colgante, lo cual indica que la mejor alternativa de puente en relación a su diseño, para el caso del Río Arajuno es el puente tipo arco.

PALABRAS CLAVE

Aeroelasticidad, puentes, viento, estructuras, ingeniería.

ABSTRACT

Current requirements point out the need to build flexible structures, depending on the geographical location of the bridge, which will be exposed to the effects of wind. The objective of this research work is to apply an aeroelasticity model comparing a suspension type bridge versus arch type, for the case of the Arajuno River and determine the impact on the structural behavior, with the purpose of finding the best alternative to design a bridge in this locality.

This research work has a quantitative approach, the research design is non-experimental, because the phenomenon is observed as it occurs in the natural context. A literature search was conducted to establish the theoretical framework considering reliable sources, for the structuring of the conceptual basis of bridges and the phenomenon of aeroelasticity, with its proposed methods of analysis of aeroelastic forces.

Subsequently, basic engineering is carried out for the pre-design, a cable-supported bridge is proposed, specifically the suspension bridge type, and another is an arch type bridge, with a lower deck, upper arch and vertical pendants.

The 3D modeling of the suspension and arch bridges is carried out using CSI Bridges software, applying the previously obtained aeroelastic loads and the pre-design sections, generating a computational model of the two bridges.

The method of statically equivalent loads for wind action is applied to the bridge models proposed. The results indicate that the method of statically equivalent loads causes greater affectation to the structure due to its higher aeroelastic forces in relation to the other two methods. In addition, the bridge that generated less probability of collapse was the arch bridge because its transverse vibration period and the displacement generated in the structure is lower than the values obtained with the suspension type bridge, which indicates that the best bridge alternative in relation to its design, for the case of the Arajuno River, is the arch type bridge.

KEYWORDS

Aeroelasticity, bridges, wind, structures, engineering.



Reviewed by:

Ledo. Jhon Inca Guerrero.

ENGLISH PROFESSOR

C.C. 0604136572

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

Los primeros puentes fueron naturales como las grandes rocas que formaban un agujero en la parte inferior para dar la forma de un puente en arco, también puentes colgantes formados del entramado de las lianas de los grandes árboles en los bosques y selvas, además, puentes tipo viga, formados de grandes troncos de árboles que atravesaban un obstáculo. A través de la historia los puentes son el testimonio de la ingeniería desarrollada por el hombre de aquellas épocas y su uso práctico han servido para la conquista de la naturaleza por lo que el desarrollo de los puentes está ligado con el desarrollo y evolución del mismo hombre (Bellido de Luna, 2002). Con el paso del tiempo la madera y la piedra fueron los primeros materiales en ser usados en la construcción de puentes, la forma en arco ha sido una característica común entre estos, debido a que transforma las cargas verticales a esfuerzos de compresión que resiste grandes esfuerzos (Maya, 2015).

En el siglo XIX no solo el metal significó un gran avance sino también el hormigón y con la unión del acero, se llegó por primera vez a hablar del hormigón armado, esto significó la aparición de un nuevo material muy resistente a la compresión, que con la adición del acero alcanza gran resistencia a la flexión (Manterola, 1984). El primer puente metálico de hierro fundido es el puente de Coalbrookdale también conocido como Iron Bridge, el cual está ubicado sobre el río Severn en Inglaterra (Bellido de Luna, 2002).

Estas características permitieron desarrollar puentes mucho más largos, resistentes y duraderos, debido a que a diferencia del metal el hormigón armado no sufría los efectos atmosféricos y cabe recalcar además que se parecía a la piedra, un material que estaba perfectamente asumido por la mayoría de la población (Manterola, 1984).

La destrucción del puente sobre el estrecho de Tacoma dio lugar a un periodo de intensa actividad investigativa, que representó los primeros estudios de la aeroelasticidad en la Ingeniería Civil. Nieto (2006) menciona que en 1940 a causa del colapso del puente sobre el estrecho de Tacoma se creó la necesidad de aplicar conceptos y principios de aeroelasticidad a la ingeniería, en el diseño y construcción de estructuras, especialmente en puentes para poder estudiar su comportamiento bajo la influencia del viento.

Hoy en día, la ingeniería de estructuras es capaz de plantear varias alternativas, garantizando por supuesto su seguridad estructural. El objetivo de este trabajo es aplicar un modelo de aeroelasticidad comparando la respuesta de un puente tipo colgante y uno tipo arco para el caso del río Arajuno.

Es así que el presente trabajo se divide en cuatro partes claramente diferenciadas. La primera parte consiste en la realización de la ingeniería básica para ambos modelos de puentes, la segunda, se centra en construir modelos digitales de las alternativas de puentes planteadas, en la tercera parte, se aplica las fuerzas del viento a los modelos de puente colgante y arco, finalmente en la cuarta parte, se compara la respuesta de ambas estructuras y se define cual de estas presenta un mejor comportamiento ante las combinaciones de cargas en cuantos a sus periodos de vibración y desplazamientos.

1.1 Problema y Justificación

Disponer de una infraestructura vial rural integral permite el desarrollo y progreso de los pueblos, facilitando la integración nacional, permitiendo el desplazamiento de las personas a lo largo del territorio. El proyecto de construcción del puente del Río Arajuno, es de gran importancia debido a que permite el tránsito de vehículos, comunicación e integración de las comunidades, las cuales se benefician con la reactivación del área productiva y turística, es por esta razón que la duración y seguridad de un puente es de vital importancia. Para esto se debe establecer una tipología de puente (arco o colgante): económica, funcional y segura que pueda ser materializada en el sector del río Arajuno utilizando las técnicas constructivas actuales y ocupando el capital humano y materiales disponibles en la localidad.

Las exigencias actuales señalan la necesidad de construir estructuras más resistentes, se debe garantizar la estabilidad dinámica de las mismas, dependiendo de la situación geográfica del puente, este estará expuesto a los efectos dinámicos del viento, en este contexto el estudio las fuerzas aeroelásticas de los puentes tipo colgante versus tipo arco para el caso del Río Arajuno, permitirá proponer la mejor alternativa de puente, disminuyendo el riesgo de construcción y así brindando mayor seguridad a las personas.

Se justifica este estudio por analizarse dos alternativas de solución a la infraestructura vial requerida para salvar el paso del río Arajuno y los métodos de análisis de fuerzas Aeroelásticas

de la estructura considerando las condiciones básicas de ingeniería a ser solventadas (hidráulicas, geotécnica, topográfico, y condiciones de viento), con la finalidad de plantear una solución óptima.

Se formula la siguiente pregunta de investigación ¿Cuál es la diferencia en el comportamiento de las fuerzas aeroelásticas de un puente colgante versus uno de tipo arco, para el caso del río Arajuno?, con la finalidad de proponer la mejor alternativa para la construcción de un puente en esta localidad.

1.2 Objetivos

1.2.1 General

Elaborar un modelo de aeroelasticidad comparando un puente tipo colgante versus tipo arco, (caso río Arajuno) para determinar incidencia en el comportamiento estructural.

1.2.2 Específicos

- Determinar la ingeniería básica requerida para un puente en el sector del río Arajuno considerando materialidades disponibles en el mercado nacional.
- Analizar las fuerzas aeroelásticas en puentes tipo colgante y tipo arco usando las especificaciones AASHTO, coeficientes de arrastre y sustentación, y cargas equivalentes estáticas.
- Modelar los puentes tipo colgante y arco, aplicando las cargas aeroelásticas, para posteriormente realizar los controles de periodos, frecuencias, desplazamiento del puente y revisión por inestabilidad, y así determinar la mejor alternativa de puente.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

10.1 Puentes Soportados por Cables

Según Gimsing & Georgakis (2012), en la familia de sistemas de puentes, los puentes soportados por cables se distinguen por su capacidad para superar grandes luces. En la actualidad, los puentes soportados por cables están habilitados para vanos en el rango de 200m a 2000m (y más), cubriendo así aproximadamente el 90 por ciento del rango de alcance actual. Estos constan de cuatro componentes principales, 1. El refuerzo de la viga (tablero), 2. sistema de cable, 3. pilones (torres), y 4. anclajes.

(Jurado, 2001) y (Xu, 2013) indican que los tipos de puentes según la configuración del sistema de cables son:

Los **puentes colgantes**, en los cuales, se dispone de unos cables principales curvos soportados por dos torres, de los que cuelgan otros secundarios, llamados habitualmente péndolas, encargados de unir el tablero a los cables principales (Jurado, 2001).

Los **puentes atirantados**, constan de uno o más pilones (torres) con tirantes que sostienen la viga de refuerzo (tablero del puente) (Xu, 2013), en el que los cables son rectos y conecta directamente el tablero a las torres. Se recomienda, para luces de hasta aproximadamente 1000m.

Finalmente, **puentes híbridos**, según Xu (2013) son una combinación de puente colgante y atirantado. La figura 1, muestra un diseño preliminar de un puente híbrido soportado por cables que transporta tanto la carretera como el ferrocarril con un tramo principal de 1500 m a través del Gran Belt en Dinamarca.

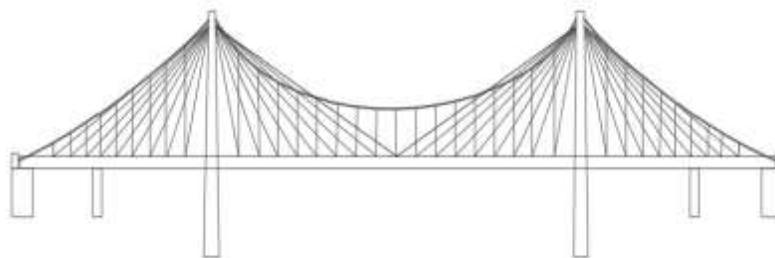


Figura 1. Puente híbrido soportado por cable

Fuente: (Xu, 2013)

2.1.1 Puentes Colgantes

Los puentes colgantes pertenecen al tipo de puentes soportados por cables, Xu (2013) menciona que la plataforma del puente (viga de refuerzo) se cuelga debajo de los cables de suspensión (principales) en tirantes (colgadores) que soportan el peso de la plataforma, sobre la cual cruza el tráfico. Las vigas de refuerzo pueden ser vigas en I, cerchas o vigas cajón. En los puentes colgantes de grandes luces, normalmente se adoptan armaduras o vigas de caja, pero las vigas en I no son adecuadas debido a su baja rigidez a la torsión. Las cerchas y las vigas cajón tienen tanto ventajas como desventajas, lo que implica una compensación en la aerodinámica, la construcción y el mantenimiento del puente. Existe el puente de Akashi-Kaikyo con 1991m de longitud, considerado el más largo del mundo de esta tipología.

2.1.1.1 Componentes Estructurales

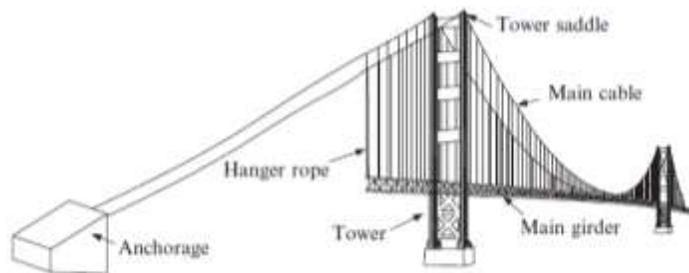


Figura 2. Componentes de un puente colgante

Fuente: (Lin & Yoda, 2017)

Según Lin & Yoda (2017) los componentes estructurales de un puente colgante moderno incluyen la viga de refuerzo, el cable principal, la torre principal, el anclaje y las cuerdas de suspensión, etc. La viga de refuerzo es una estructura de tablero junto con un sistema de refuerzo longitudinal, que es el miembro longitudinal que soporta y distribuye la carga viva vertical. La viga de refuerzo puede ser un truss separado o vigas de refuerzo de placa combinadas con sistemas de arriostramiento lateral, o alternativamente integrarse con la estructura de la plataforma en forma de viga de caja poco profunda, con una forma de bajo arrastre para minimizar la carga del viento.

El mismo autor indica que el cable principal hecho de alambres de acero de alta resistencia soporta la viga de refuerzo que transporta el tráfico mediante cuerdas de suspensión y transfiere cargas mediante fuerzas de tensión directa a torres y anclajes. Una torre principal son las

estructuras verticales intermedias, que soportan los cables principales a un nivel determinado considerando el pandeo del cable y el espacio libre requerido, y transfieren las cargas externas a los cimientos del puente. Un anclaje es generalmente un bloque de hormigón macizo, que anclan los cables principales y actúan como soportes finales de un puente contra el movimiento en la dirección horizontal.

Así también, los cables de suspensión deben estar anclados en cada extremo del puente o, a veces, al puente mismo, porque todas las cargas aplicadas al puente se transforman en una tensión en estos cables principales. El cable vertical (o cuerda de suspensión) es el cable que conecta la viga de refuerzo con el cable principal, que se utiliza principalmente para transferir la carga viva aplicada en la plataforma al cable principal. Los componentes estructurales de un puente colgante típico se muestran en la figura 2. Además, de los puentes de carreteras o ferrocarriles modernos, los puentes colgantes también se utilizan como puentes para peatones.

2.1.1.2 Clasificación de los Puentes Colgantes

En la tabla 1, se indica la clasificación de los puentes colgantes con su respectiva subclasificación.

Tabla 1. Clasificación de los puentes colgantes

Clasificación	puentes	Subclasificación
colgantes		
Número de tramos		Un tramo, dos tramos y tres tramos.
Refuerzo de vigas		Dos tipos de vigas de refuerzo, de dos bisagras o continuos.
Tirantes		Vertical o diagonal.
Condiciones de anclaje		Anclados externamente o auto anclados.

Fuente: Lin & Yoda (2017)

2.1.2 Puentes en Arco

“El arco es uno de los elementos estructurales más importantes de este tipo de puentes y cubre luces cortas de hasta aproximadamente entre 80m y 200m” (Castillo, 2013). Sin embargo según Manterola (2006), desde la aparición del pretensado y del puente atirantado, que cubre

con enorme facilidad las luces de 200m a 500m y que puede alcanzar los 1000m. Según Lin & Yoda (2017) un arco es una estructura curva que soporta las cargas paralelas a su eje de simetría, y un puente con un arco como su sistema de transporte de carga se llama arco puente. Un puente de arco generalmente tiene estribos en cada extremo y funciona transfiriendo el peso propio y otras cargas externas en direcciones verticales parcialmente en un empuje horizontal restringido por los estribos (o pilares) en ambos lados. Los puentes de arco pueden construirse como un tramo con dos pilares, o puede hacerse a partir de una serie de arcos continuos. Los puentes de arco tienen ventajas obvias en comparación con otros tipos estructurales: (1) la sección transversal de la nervadura del arco está sujeta principalmente a presión, generalmente tienen una capacidad de tramo relativamente grande; (2) rigidez relativamente grande y una pequeña deformación en la etapa de servicio, por lo tanto, mejores condiciones de conducción en comparación con otros tipos de puentes, especialmente puentes soportados por cables; (3) obtención de materia prima localmente, mayor durabilidad y menor mantenimiento; (4) altura.

Por otro lado, los puentes de arco también tienen desventajas obvias, tales como (1) peso muerto relativamente pesado, lo que resulta en una gran reacción horizontal (este no es el caso de los puentes en arco sin fuerzas de empuje). Se pueden utilizar fuerzas para reducir la flexión seccional, para ello se necesitan buenas cimentaciones; (2) también debido a las fuerzas de reacción horizontales, deben tomarse medidas especiales en los muelles para evitar el colapso progresivo de los puentes de arco continuos; y (3) La altura del puente de arco de la plataforma es generalmente elevada. Sin embargo, estas ventajas han ido mejorando y los puentes de arcos, se han utilizado cada vez más en la práctica de la ingeniería. Las estructuras de arco son de diferentes tipos y también son uno de los tipos más antiguos.

2.1.2.1 Características Estructurales.

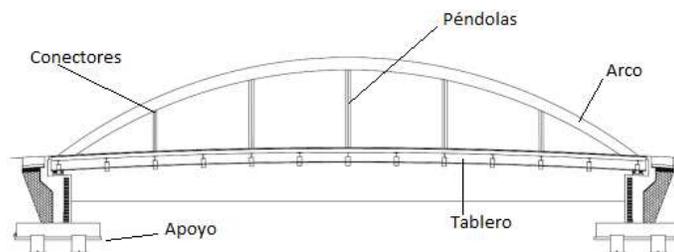


Figura 3. Componentes de un puente tipo arco de tablero inferior de péndolas verticales

Fuente: elaboración propia

Según Lin & Yoda (2017), las características distintivas de un puente de arco son la presencia de reacciones horizontales en los extremos y un momento de flexión relativamente pequeño en cualquier sección. El momento de flexión causado por las reacciones horizontales es utilizado para equilibrar reacciones verticales y carga muerta, carga viva, etc.

El arco verdadero (o perfecto) se define generalmente como un arco en el que solo la fuerza de compresión actúa en el centroide de la nervadura del arco. En un verdadero arco, la carga muerta produce principalmente fuerzas axiales, y la mayor parte del momento de flexión es causado por la carga viva que actúa sobre una parte del tramo. Clasificación de los puentes en arco.

Según la morfología, (Manterola, 2006) clasifica los puentes en arco en tres categorías: Según este autor, las luces que se consiguen, con gran facilidad por arcos metálicos en tablero intermedio e inferior, son formidables, hasta los 382m del puente de Fremont. Sin embargo, hoy en día existe el puente de Chaotianmen creado en el 2009 en China de 552m.

Tabla 2. Clasificación de los puentes en arco según su morfología.

Tablero Superior	Tablero Intermedio	Tablero Inferior
El tablero soporta las cargas del tráfico y, a través de montantes o pilas (elementos comprimidos) que descansan sobre el propio arco, las transmite a este último (Pantaleón & Óscar, 2015). Existe el puente del Barranco del Río Nuevo en Estados Unidos con 518m de longitud.	Ubicación de la rasante en una posición intermedia garantiza en muchos de los casos un gálibo vertical suficiente bajo el tablero. Según Manterola (2006), existen puentes de tablero intermedio de hasta de 235m, como ejemplo Novi Sad de 1961. Sin embargo, además, existe el puente Bayonne en Estados Unidos con 510,54m.	Presentan una triple singularidad con respecto a los arcos de tablero superior”. Por una parte, el tablero se encuentra suspendido del arco, con los elementos de cuelgue trabajando a tracción. Existe el puente de Hell Gate en Estados Unidos con 310m de longitud.

Fuente: (Manterola, 2006)

En la figura 4, se puede observar la clasificación de los puentes de arco atirantado, según Castillo, (2013) menciona que un puente de arco atirantado es aquel en el que las fuerzas horizontales del exterior del arco son soportadas por el tablero del puente. El tablero es el que se encarga de la tensión, distribuyendo moderadamente el peso a los cimientos. Se clasifican en: con péndolas verticales y en abanico, tipo Loshe, tipo Nielsen, puentes en arco atirantado tipo Network o en red.

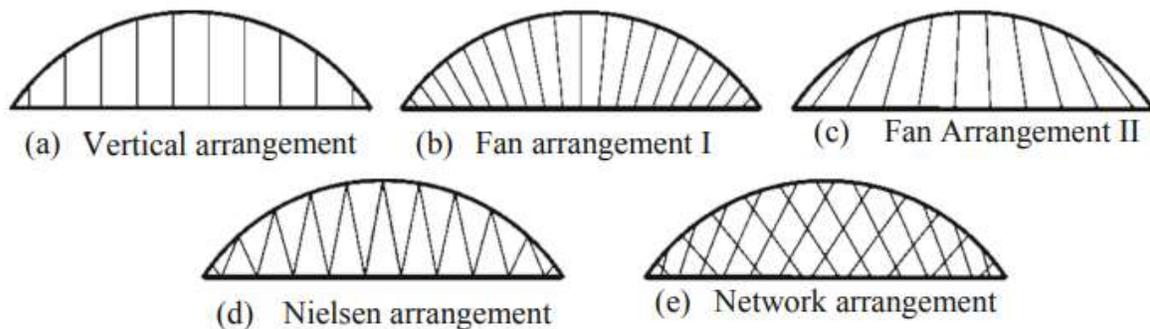


Figura 4. Disposición de suspensión para puentes de arcos atirantados existentes

Fuente: (Arêde & Costa, 2019)

Adicionalmente, Lin & Yoda (2017) clasifica los puentes en arco según: los materiales de construcción, la ubicación de las cubiertas, y sistemas estructurales (arco fijo, número de bisagras).

10.2 Aeroelasticidad

Según Valenzuela, (2007) existen dos fenómenos que son producidos por el viento en las estructuras, uno es la aerodinámica del puente que relaciona la geometría del puente en un estado no deformado y la Aeroelástica que estudia la interacción entre los movimientos de la estructura y las fuerzas participantes. La aeroelasticidad utiliza ecuaciones de Scalan que se pueden obtener a través de ensayos de túneles de viento, “el cual linealiza las fuerzas de arrastre, sustentación y momento torsional, permitiendo estudiar la inestabilidad por flameo, producida cuando dos grados de libertad de la estructura, rotacional y traslacional, se acoplan generando desplazamientos infinitos según la teoría lineal” (p.47). Según Jurado, (2001) el flujo de aire alrededor de un puente no solo hace que el puente se mueva, también cambia las cargas que genera el viento en la estructura.

2.2.1 Fenómenos Aeroelásticos

2.2.1.1 Desprendimiento de Vórtice.

Según Beltrán, (2011) afirma lo siguiente:

El desprendimiento de torbellinos genera fuerzas laterales periódicas que son la causa de vibraciones laterales en las estructuras generalmente esbeltas de cualquier sección, pero es más apreciable en estructuras de sección circular. Este fenómeno puede ser peligroso si la frecuencia de desprendimiento coincide con alguna de las frecuencias propias de la estructura, sobre todo con la del 1º modo de vibración, ya que surge el fenómeno de resonancia, el cuál amplifica la deformación de la estructura hasta provocar su colapso por fatiga. Para evitar este fenómeno, se plantean dos estrategias; aumentar la frecuencia natural de la estructura o aumentar el amortiguamiento de esta (p.32).

2.2.1.2 Fenómeno de Bloqueo.

Las fuerzas inducidas por el movimiento pueden ocurrir por la vibración producida por la generación de vórtices. A través de un mecanismo de reacción, la frecuencia de generación de vórtices puede bloquear la frecuencia de movimiento del cuerpo. La resistencia de la generación de vórtices y las fuerzas fluctuantes resultantes también son mayores. El bloqueo ha sido observado muchas veces durante la vibración ligeramente amortiguada de estructuras cilíndricas (chimeneas de acero), y ocasionalmente durante la vibración por inducción de vórtices en puentes de losas extensas (Beltrán, 2011, p.32).

2.2.1.3 Galope a Través del Viento.

Según Simiu & Scanlan, (1996) el galope es una inestabilidad típica de estructuras delgadas que tienen formas especiales de sección transversal como, por ejemplo, secciones rectangulares o en "D" o las secciones efectivas de algunos cables de líneas eléctricas recubiertos de hielo. Bajo ciertas condiciones, estas estructuras pueden exhibir oscilaciones de gran amplitud en la dirección normal al flujo (de una a diez o incluso muchas más dimensiones de viento transversal de la sección) a frecuencias que son mucho más bajas que las del vórtice. Un ejemplo clásico de este tipo de inestabilidad es el galope de gran amplitud a través del viento de los cables

conductores de líneas eléctricas que han recibido una capa de hielo en condiciones de lluvia helada. El conocimiento de los coeficientes medios de sustentación y resistencia de la sección transversal obtenida en condiciones estáticas como funciones del ángulo de ataque es suficiente como base para construir una descripción analítica satisfactoria del fenómeno del galope.

2.2.1.4 Galope Inducido por una Estela.

Según Simiu & Scanlan (1996), se considera el caso de dos cilindros, uno de los cuales se encuentra arriba del otro. Bajo ciertas condiciones, el cilindro de abajo puede estar sujeto a oscilaciones galopantes inducidas por la estela turbulenta del cilindro de arriba.

El mismo autor indica que el galope de estela puede ocurrir sólo en condiciones en las que las frecuencias de respuesta del cilindro de abajo, son bajas en comparación con sus frecuencias de desprendimiento de vórtices y con las del cilindro ubicado en la parte de arriba. Al igual que con el fenómeno tratado, la estela galopante está regida por parámetros que describen fenómenos aerodinámicos medios y pueden medirse cuando el cuerpo está fijo.

2.2.1.5 Divergencia Torsional.

Según Simiu & Scanlan (1996), el fenómeno de la divergencia torsional estuvo estrechamente asociado con las alas de los aviones y su susceptibilidad a torcerse a una velocidad del aire excesiva. Para formarse una imagen conceptual de lo que ocurre en tal situación, considere este perfil aerodinámico, o cualquier otra estructura análoga, como el tablero de un puente. Bajo el efecto del viento, la estructura estará sujeta, y actuará para resistir, una fuerza de arrastre, una fuerza de sustentación y un momento de torsión.

A medida que aumenta la velocidad del viento, el momento de torsión en particular también aumenta. Esto, a su vez, tuerce aún más la estructura, pero esta condición también puede ocurrir, al aumentar el ángulo efectivo de ataque del viento en relación con la estructura, aumentar aún más el momento de torsión, que luego exige un momento reactivo adicional de la estructura.

Finalmente, se alcanza una velocidad a la cual la magnitud del momento inducido por el viento, junto con la tendencia a la torsión hacia la derecha demandan una reacción estructural adicional, crea una condición inestable y la estructura se tuerce hacia la destrucción. El problema es de estabilidad, bastante análogo en un sentido estructural al balanceo de columnas.

La divergencia torsional ocurre a alguna velocidad de divergencia crítica si el viento. El fenómeno depende de la flexibilidad estructural y de la forma en que los momentos aerodinámicos se desarrollan con torsión; no depende de la resistencia estructural última.

En el caso de superficies aerodinámicas delgadas, el momento de torsión aerodinámico aumenta con un mayor ángulo de ataque. En otras estructuras más complejas, puede ser que el momento de torsión aerodinámico no siga esta simple tendencia. Como resultado, tales estructuras pueden no seguir los patrones descritos anteriormente; dependiendo de la relación entre el momento aerodinámico y el ángulo de ataque, algunas estructuras pueden ser inmunes a la divergencia torsional. Finalmente, cabe señalar que, en la mayoría de los casos de interés práctico en la Ingeniería Civil, las velocidades críticas de divergencia son extremadamente altas, por encima del rango de velocidades que normalmente se considera en el diseño.

2.2.1.6 Flameo.

Según Simiu & Scanlan, (1996), una de las primeras oscilaciones aeroelásticas reconocidas fue el aleteo de las aspas aerodinámicas. El término aleteo se ha utilizado de diversas formas: recientemente, sin embargo, este uso se ha vuelto más restringido. Este fenómeno es uno de los primeros que han sido observados. Se han identificado varios tipos; según Beltrán, (2011) de estos, los más importantes a considerar para los propósitos de Ingeniería Civil son el flameo clásico y el flameo de un grado de libertad:

El *flameo clásico* es una inestabilidad que interviene en dos grados de libertad, las vibraciones laterales y las vibraciones a torsión. Este fenómeno puede aparecer en estructuras con frecuencias propias similares en ambos modos de vibración, de traslación y torsión.

El *flameo por pérdida* es una oscilación en el grado de libertad a torsión y ocurre en estructuras con superficies planas y depende del ángulo de ataque de la corriente incidente.

El *flameo de paneles* es la oscilación sostenida de paneles producida por el paso del fluido de forma tangencial a los paneles, puede ocurrir en bajas velocidades, inferiores a los 20 km/h.

El *flameo de un grado de libertad*, esta inestabilidad por flameo está asociada a estructuras en donde es fácil desprendimiento de la capa límite (p. 33).

2.2.1.7 Respuesta de Bataneo en Presencia de Fenómenos Aeroelásticos.

El bataneo es una inestabilidad producida por las perturbaciones o turbulencias ajenas a la estructura que las sufre. Se conocen dos tipos, el bataneo por la turbulencia propia de la corriente incidente (que puede generar cargas cuasi estáticas o dinámicas) y el bataneo producido por un obstáculo próximo ubicado corriente arriba, este también se denomina bataneo de estela o bataneo de interferencia (Beltrán, 2011, p.34). También, Simiu & Scanlan, (1996) define al bataneo como la carga inestable de una estructura por las fluctuaciones de velocidad en el flujo que se aproxima. Si estas fluctuaciones de velocidad están claramente asociadas con la turbulencia que se desprende de un cuerpo que se encuentra arriba, la carga inestable se conoce como estela agitada.

10.3 Método 1: Normativa AASHTO LRFD

Según la *American Association of State Highway and Transportation Officials- AASHTO* (2002) establece como especificaciones y parámetros para el diseño de puentes por el método LRFD a los siguientes puntos:

Inestabilidad aeroelástica, se deberán considerar las solicitaciones aeroelásticas en el diseño de puentes y componentes estructurales que pueden ser sensibles al viento. Todos los puentes y componentes estructurales de los mismos cuya relación longitud de tramo / ancho o profundidad sea superior a 30,0 se deberán considerar sensibles al viento (p. 3-45).

Presión horizontal del viento, se asumirán que las presiones especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, V_B , de 160 km/h. Para puentes o elementos de puentes a más de 10.000 mm sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño, V_{DZ} , se deberá ajustar de la siguiente manera (p. 3-41):

$$V_{DZ} = 2,5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

Donde:

- V_{DZ} = velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, Z (km/h).
- V_{10} = velocidad del viento a 10.000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (km/h).
- V_B = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10.000 mm, con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas en la sección de Presión del Viento sobre las Estructuras: WS y Presión Vertical del Viento.
- Z = altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, > 10.000mm.
- V_0 = velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 3 para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h).
- Z_0 = longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 3 (mm).

Tabla 3. Valores de V_0 y Z_0 para diferentes condiciones de la superficie contra el viento

Condición	Terreno Abierto	Área Suburbana	Área Urbana
V_0 (km/h)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

Fuente: AASHTO (2002)

Según la AASHTO (2002):

Presión del viento sobre las estructuras, si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica del viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que la inestabilidad aeroelástica especifique lo contrario. En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en MPa, se puede determinar como (p. 3-42):

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25.600}$$

Donde:

- P_D = Presión del viento de diseño
- P_B = Presión básica del viento
- V_{DZ} = Velocidad del viento a la altura de diseño Z

Según la AASHTO (2002):

La presión de estancamiento asociada con una velocidad del viento de 160 km/h es de $1,23 \times 10^{-3}$ MPa, valor significativamente menor que los valores especificados en la Tabla 4. La diferencia refleja el efecto de ráfaga y además la validez de los valores utilizados tradicionalmente. Las presiones especificadas en N/mm o MPa (= N/mm²) se deberían seleccionar de manera de producir la mayor carga de viento neta sobre la estructura. Se pueden realizar ensayos en túnel de viento para obtener estimaciones más precisas de las presiones del viento. Si el viento constituye una carga de diseño importante se debería considerar el uso de estos ensayos (p. 3-42).

P_B = presión básica del viento especificada en la Tabla 2 (MPa)

Tabla 4. Presiones básicas, P_B , correspondientes a $V_B = 160$ km/h

Componente de la superestructura	Carga a Barlovento, MPa	Carga a Sotavento, MPa
Reticulados, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

Fuente: AASHTO (2002)

Según la AASHTO (2002):

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en el plano de un cordón a barlovento ni 2,2 N/mm en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en componentes de vigas o vigas cajón.

Para los reticulados, columnas y arcos las presiones básicas del viento especificadas en la Tabla 5 son la sumatoria de las presiones aplicadas tanto a las áreas a barlovento como a las áreas a sotavento.

Cargas de las Superestructuras, si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, P_B , para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica, y se deberá aplicar a una única ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente investigado. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente (pp. 3-42 - 3-43).

Tabla 5. Presiones básicas del viento, P_B , para diferentes ángulos de ataque; V_B 160 km/h

Ángulo de oblicuidad del viento	Reticulados, columnas y arcos		Vigas	
	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
	MPa	MPa	MPa	MPa
Grados				
0	0,0036	0,0000	0,0024	0,0000
15	0,0034	0,0006	0,0021	0,0003
30	0,0031	0,0013	0,0020	0,0006
45	0,0023	0,0020	0,0016	0,0008
60	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

Fuente: AASHTO (2002)

10.4 Método 2: Análisis de las fuerzas por el método de coeficientes de arrastre y sustentación

2.2.2 Coeficientes Aerodinámicos

Según Simiu & Scanlan (1996) en los tipos de pruebas de túnel de viento de puentes de tramo suspendido menciona que “los modelos de sección tienen la importante ventaja de permitir la medición de las características aerodinámicas fundamentales del tablero del puente sobre la base de las cuales se pueden llevar a cabo estudios analíticos exhaustivos. De igual manera menciona (Jurado, 2001), en su tesis doctoral, en la sección de ensayo aerodinámico de puentes. “El modelo se encuentra fijo, sin movimientos y se miden las fuerzas que sobre el ejerce el flujo de aire (figura 5). Estas fuerzas se suelen adimensionalizar y se expresan en función de los siguientes coeficientes aerodinámicos” (p.77). Estas características incluyen: Los coeficientes de arrastre, sustentación y momento en estado estable.

$$C_D = \frac{D}{\frac{1}{2}\rho U^2 A}; \quad C_L = \frac{L}{\frac{1}{2}\rho U^2 A}; \quad C_M = \frac{M}{\frac{1}{2}\rho U^2 A}$$

Donde D, es la fuerza de empuje (o arrastre) por unidad de longitud sobre el tablero, L la de elevación (o sustentación) y M el momento en dirección del giro de torsión, también por unidad de longitud. Estas componentes quedan adimensionalizadas con la presión dinámica del flujo de aire $\frac{1}{2}\rho U^2$, ρ es la densidad del fluido, U la velocidad de corriente libre y A el área de referencia. Este ensayo se puede realizar para diferentes ángulos de ataque α y de esta forma se pueden obtener también las derivadas de los coeficientes aerodinámicos respecto a este parámetro.

El valor de C_D se representa frente al número de Reynolds, $Re = \frac{U \cdot L}{\nu}$, donde ν es la viscosidad cinemática del aire. U representa la velocidad de corriente y L la longitud del perfil.

Arêde & Costa (2019) mencionan:

2.2.3 Estabilidad Estática Debido a la Carga de Viento Estático

La carga de viento estático o fuerza aerostática se puede dividir en tres componentes, fuerza de arrastre F_D , fuerza de sustentación F_L , y momento de cabeceo M_T , y se pueden definir en las siguientes ecuaciones y en la figura 5.

$$F_D = \frac{1}{2} \rho U^2 A C_D$$

$$F_L = \frac{1}{2} \rho U^2 A C_L$$

$$M_T = \frac{1}{2} \rho U^2 A^2 C_M$$

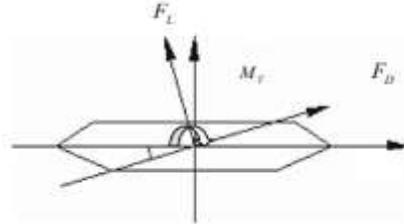


Figura 5. Componentes de la fuerza aerostática

Fuente: (Arède & Costa, 2019)

Donde ρ es la densidad de la masa de aire; U la velocidad de corriente libre y A el área de referencia, C_D es el coeficiente de resistencia aerostática, C_L es el coeficiente de elevación aerostática y C_M es el coeficiente aerodinámico del momento de cabeceo.

Wu et al. (2020) menciona lo siguiente:

2.2.4 Modelamiento de Fuerzas Aerostáticas

Las fuerzas estáticas se deben a la velocidad media del viento que actúa sobre el puente en un estado de equilibrio. Donde F_L , F_D y M_Z son la fuerza de sustentación aerostática, la fuerza de arrastre y el momento de cabeceo; U es la velocidad media del viento; ρ es la densidad del aire; B y D son el ancho y la altura del modelo; C_L , C_D y C_M son los coeficientes correspondientes a los tres componentes de las fuerzas aerostáticas (AFC); y α es el ángulo de ataque.

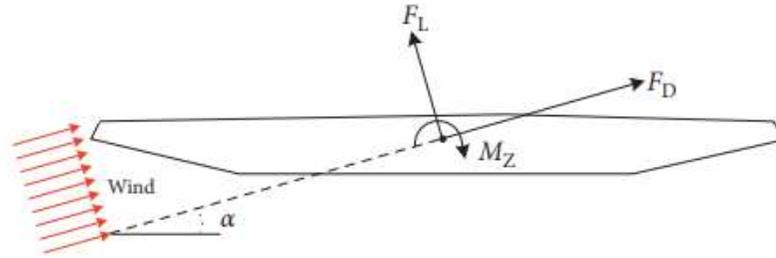


Figura 6. Fuerzas aerostáticas que actúan sobre la viga por unidad de longitud del tramo

Fuente: (Wu et al., 2020)

10.4.1 Comportamiento Eólico de puentes

Según (Hernández-Barrios & Jara-Díaz, 2020) proponen que:

Para el caso de puentes flexibles la norma Specifications for Highway Bridges (SHB, 2002) es aplicable para puentes con un claro máximo de 200m y la norma Canadian Highway Bridge Design Code (CAN-CSA-S6-06, 2006) para puentes con claros no mayores de 125m. (p.2)

Las acciones del viento sobre los tableros de los puentes se dividen en: 1) acciones estáticamente equivalentes en la dirección longitudinal y vertical al eje del tablero; 2) acciones dinámicamente equivalentes en la dirección longitudinal del tablero y 3) efectos aerodinámicos y movimientos auto - excitables. Los efectos de las cargas deben ser revisados en las diferentes etapas constructivas y durante la etapa de operación. Los lineamientos de diseño propuestos por Hernández et al. (2020) son válidos para determinar las fuerzas estáticas y dinámicas generadas por la acción del viento en puentes de sección semirrígida con claros no mayores a 200m. (p.3)

10.5 Método 3: Cargas estáticamente equivalentes

Según (Hernández-Barrios & Jara-Díaz, 2020)

La velocidad de diseño del viento está dada por:

$$V_D = C_R C_T V_{ref}$$

En donde V_{ref} es la velocidad regional para un periodo. C_T es el factor de topografía y el coeficiente de exposición por rugosidad es:

$$C_R = k_T \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

En donde, k_T es el factor de terreno, z es la velocidad de diseño a la altura media en la que se encuentra el tablero del puente, z_0 longitud de fricción.

La presión estática generadas por el viento, considerando una densidad del aire:

$$q_D = \frac{1}{2} (kg/m^3)(m/s^2)$$

La fuerza del viento ejercida en la dirección transversal al tablero se obtiene con:

$$F_x = q_D C A_{ref}$$

donde A_{ref} es el área expuesta y C es el factor de carga de viento y se define con la ecuación:

$$C = C_E C_{fx}$$

C_{fx} es el coeficiente de fuerza, el coeficiente de exposición se define como,

$$C_E = C_R^2 [1 + 7I_{VZ}]$$

donde I_{VZ} es el índice de turbulencia que se obtiene de acuerdo con la categoría del tipo de terreno y la altura de referencia.

La fuerza del viento ejercida en la dirección vertical se obtiene con:

$$F_z = q_D C A_{ref}$$

Para el cálculo del factor de carga de viento se empleará además del coeficiente de exposición = C_E y el coeficiente de fuerza = C_{fz} , se obtiene de acuerdo a la relación ancho/espesor del tablero, o a falta de datos con un valor de ± 0.9 .

El signo se determinará para la situación más desfavorable, por lo cual la fuerza F_z , en N/m^2 es:

Las presiones estáticas equivalentes a las dinámicas, F_{Dx} , se obtienen por medio del método del factor de amplificación dinámico, C_D , para la etapa constructiva y en la etapa final de la construcción del puente. Estas presiones se calculan con (p.4):

$$F_{Dx} = F_x C_D$$

10.5.1 Revisión por inestabilidad aerodinámica

Según (Hernández-Barrios & Jara-Díaz, 2020)

Se revisarán las condiciones en las que es posible la presencia de vibraciones inducidas por el viento, considerando los valores: longitud del claro = L , ancho del tablero = B , peralte promedio de la dovela = d y la velocidad de diseño de V_D m/s. (p.5)

10.5.2 Revisión de otros fenómenos aerodinámicos

Según (Hernández-Barrios & Jara-Díaz, 2020)

El fenómeno de inestabilidad por galopeo en el cual el ángulo de ataque del flujo de viento es igual a cero, la velocidad crítica es de V_{crit} m/s. Para el caso donde el ángulo de ataque del flujo de viento es positivo, la velocidad crítica en la que se presenta el fenómeno de galopeo es de V_{crit} m/s. (p.6)

10.6 Periodos, frecuencias, desplazamiento

El **periodo de vibración**, es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vuelva a su posición original. Es un parámetro clave para el diseño y control estructural en una edificación, en análisis de estos valores puede ayudar a determinar condiciones de seguridad estructural. Durante la vida útil de las construcciones, los periodos de vibración tienen un cambio importante que define la posibilidad de reforzamiento (Caicedo,2014).

La **frecuencia** es el número de veces que se completa un ciclo de oscilación, las frecuencias naturales o frecuencias de resonancia son frecuencias a la cual la rigidez y las fuerzas de inercia se anulan entre sí, los picos de la función de respuesta en frecuencia (FRF) se usan para identificar las frecuencias naturales y modos de vibración de la estructura (Molero, 2016).

El **desplazamiento** se debe a una excitación tipo impulso de la estructura, sin la aplicación de ninguna fuerza externa a la misma. La masa oscila alrededor de su punto de equilibrio. (Molero, 2016).

CAPÍTULO III. METODOLOGÍA

Este trabajo de investigación tiene un enfoque cuantitativo, debido a que analiza la realidad objetiva acerca del problema de encontrar cuál de los dos tipos de puente presenta mejores características con respecto a su comportamiento estructural, aplicando un modelo de aeroelasticidad, este enfoque permite evaluar, comparar, establecer precedentes y determinar la causalidad, con sus implicaciones (Hernández, 2014). El proceso mediante el cual se realiza esta investigación se muestra en la figura 7.



Figura 7. Diagrama proceso de la metodología

Fuente: Basado en Hernández (2014)

3.1.1 Hipótesis

Se plantea la siguiente hipótesis de investigación “Existe diferencia en el comportamiento de un puente colgante versus uno de tipo arco, para el caso del río Arajuno, aplicando un modelo de aeroelasticidad”.

3.1.2 Tipo y Diseño de la Investigación

El tipo de investigación es aplicada al caso de estudio del río Arajuno. El diseño de la investigación es no experimental, debido a que no se manipulan deliberadamente a las variables, se observa al fenómeno tal como se da en el contexto natural, con la finalidad de levantar la información para el modelo de aeroelasticidad y así comparar los resultados de los dos tipos de puentes.

3.1.3 Unidad de Análisis

Su unidad de análisis son las observaciones de los datos en relación a los dos tipos de puentes colgante y arco.

3.1.4 Técnicas de Recolección de Datos

En el estado del arte y el marco conceptual se hace uso de la revisión de literatura a través de diferentes fuentes: textos físicos y digitales, información en internet, artículos y boletines técnicos, notas de clase, entre otros. Posteriormente, se realiza el levantamiento de la información necesaria para la modelación del puente tipo colgante y tipo arco, para ello se obtiene información los Gobiernos Autónomos Descentralizados (GADs) de Napo y Pastaza, como de: ubicación, geomorfología y clima, precipitación, geología, trabajos topográficos, estudio hidrológico – hidráulico, estudios de suelos, y cargas de viento. El levantamiento de los datos se realiza a través de la técnica de la observación y se utiliza como instrumento fichas y bases de datos.

3.1.5 Procedimiento

Una vez que se ha llevado a cabo el planteamiento del problema, marco teórico, alcance del estudio, hipótesis y diseño de investigación se realiza el siguiente procedimiento:

1. Se levanta la información para la ingeniería básica y el pre dimensionamiento estructural.
2. Se propone el primer tipo de puente, un puente soportado por cables, específicamente un puente colgante, que se distinguen por su capacidad para superar grandes luces, además, este tipo de puente se escogió para realizar el pre dimensionamiento debido a

que, en la actualidad, los puentes soportados por cables están habilitados para vanos en el rango de 200m a 2000 m (y más).

De igual manera la otra opción para poder hacer la comparación del modelo de aeroelasticidad es el puente en arco, este es de tablero inferior, con arco superior y péndolas verticales, debido a que este tipo de puente a tracción permite emplear secciones muy livianas para estos elementos, ya sea mediante perfiles tubulares, perfiles abiertos, barras o cables.

3. Se analiza el comportamiento de las fuerzas aeroelásticas de los puentes tipo colgante y en arco, mediante los métodos AASHTO LRFD, coeficientes de arrastre y sustentación, y cargas estáticamente equivalentes.
4. Se realiza la modelación en 3D con el Software CSI Bridges, de los puentes tipo colgante y arco, considerando la condición más crítica para el análisis de las fuerzas aeroelásticas.
5. Se aplica los controles de periodos, frecuencias, desplazamiento del puente y revisión por inestabilidad, para determinar la mejor alternativa de puente.

CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

12.1 Ingeniería básica

12.1.1 Estudio Hidrológico – Hidráulico

En el Instituto de Meteorología e Hidrología, se establece que la zona de estudio dispone de un Índice Hídrico: Super húmedo, con una variación estacional de la humedad: Nula o pequeño déficit hídrico y un régimen Térmico: Cálido; la temperatura máxima promedio diaria es de **26 °C**, a partir la información de **el Instituto de Meteorología e Hidrología**, la precipitación pluvial tiene un promedio anual de **3500 a 5000mm** (ver Anexo 1).

Tabla 6. Características de la cuenca de Aporte

Características de la cuenca de Aporte						
Río	Área (km ²)	Perímetro (km)	Cota mínima (m.s.n.m)	Cota máxima (m.s.n.m)	Desnivel (m)	Longitud de Cauce (km)
Arajuno	821,10	153,80	412	1240	828	71,5

Fuente: Equipo consultor de la Provincia de Napo

Tabla 7. Caudales máximos de diseño

Caudales máximos de diseño (Método SCS, Tr=100años)		
Río Arajuno	Caudal de Diseño (m ³ /s)	Volumen de Esguerrido (m ³)
	1055	100480

Fuente: Equipo consultor de la Provincia de Napo

Tabla 8. Parámetros Hidráulicos en el puente de estudio

Parámetros Hidráulicos en el puente de estudio						
Río	Caudal (m ³ /s)	Cota del Cauce (m.s.n.m)	Cota del Calado Mínimo (m.s.n.m)	Cota del Calado Máximo (m.s.n.m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
Arajuno	1055	412,80	413,80	416,30	3,10	0,58

Fuente: Equipo consultor de la Provincia de Napo

En lo referente a la socavación en el lecho de río se ha establecido una profundidad de 0,86m al final del periodo de diseño. Además, se puede estimar un galibo mínimo de 2 metros.

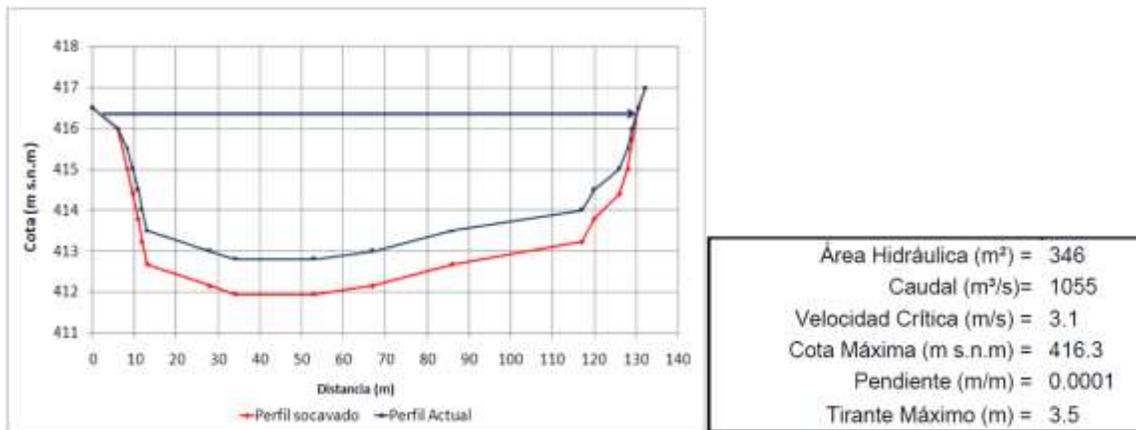


Figura 8: Resultado gráfico de perfil de socavación al final del periodo de diseño.

Fuente: Equipo consultor de la Provincia de Napo

12.1.2 Estudios de suelos

De la información obtenida del informe de suelos se pueden establecer las siguientes condiciones para el diseño de cimentación. Cota recomendada de cimentación para el estribo derecho es +411.50 m.s.n.m y para el estribo izquierdo es de +411.50 m.s.n.m con una resistencia del suelo de 3.0kg/cm² para las estructuras de soporte. Los perfiles estratigráficos han sido determinados mediante perforaciones a cada margen del río (ver Anexo 2).

12.1.3 Estudios topográficos

Los trabajos topográficos se desarrollaron de la siguiente manera: (1) Colocación de puntos de referencia con coordenadas obtenidas mediante un GPS, (2) Levantamiento del río con un ancho mayor a los 305 metros en el sentido transversal y 220 en sentido longitudinal, (3) Levantamiento del fondo del río mediante la utilización de canoas, (4) cálculos de las libretas electrónicas para el posterior dibujo de la franja (ver Anexo 3).

12.1.4 Datos meteorológicos, velocidad y frecuencias del viento

De la información obtenida de los anuarios del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (años 1995 a 2018), de las estaciones meteorológicas más cercana (M1219 TENA HDA. CHAUPI SHUNGO INAMHI), la velocidad más alta observada está en el mes de enero que equivale a 12 m/s o 43.2 km/h (ver Anexo 4), al ser una velocidad muy baja y con la finalidad de asegurar la resistencia de la estructura, se aplica un viento de 75km/h esto es debido a las especificaciones de las cargas de viento de la norma NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción), valoración mínima para la construcción de un puente en el Ecuador.

12.2 Diseño preliminar

En la tabla 9, se puede observar los datos generales para la elaboración de los puentes propuestos. Una vez realizada la ingeniería básica, para identificar la mejor alternativa de secciones estructurales de los puentes tipo colgante y en arco, la luz del galibo se establece en 3,40m, se realizó un diseño preliminar estructural (ver Anexo 5), el cual menciona que la altura mínima en la viga principal es de 0,85m y la altura máxima de 2,40m, por motivo de pre diseño se adoptó este último valor como altura de referencia para implementar el Perfil Estructural Tipo I (IPN). En el Ecuador existen secciones comerciales de menor altura, razón por la cual se adoptó un perfil IPN 0,60m (IPN 600). De igual manera para las vigas transversales de los puentes se utilizaron IPN 300. En cuanto a la loza un recubrimiento de 0,20m en relación a los tableros de ambos puentes.

Tabla 9. Resultados del pre diseño del puente colgante y arco para el cálculo de las fuerzas aeroelásticas

Resultados del pre diseño del puente colgante y arco	
Ancho de la vía del puente	4,20 m
Ancho de veredas	0,75 m
Espesor de losa	0,20 m
Luz principal del puente	144 m
Luz de la cámara de anclaje a las torres	50 m
Altura de barandal	0,85 m
Perfil de Vigas	W 24X176
Perfil de viguetas	W 24X76
Sección de columna de las torres	1x1 m
Sección de la viga de la torre	1x0.5 m
Perfil Viga Arco	H1X0,8X0,04 m
Péndola	IPE 350

Fuente: Elaboración propia

12.3 Resultado del análisis de las fuerzas aeroelásticas en puentes tipo colgante y tipo arco

En el Anexo 6, se indica el proceso de cálculo de cada uno de los métodos propuestos del análisis de las fuerzas aeroelásticas.

Tabla 10. Resumen de los resultados de los métodos de análisis de las fuerzas aeroelásticas del puente colgante

Fuerzas en la viga principal

Descripción	Método 1	Método 2	Método 3
Fuerza horizontal barlovento	35,98 <i>kgf</i>	44,68 <i>kgf</i>	257,56 <i>kgf</i>
Fuerza horizontal sotavento	17,98 <i>kgf</i>	22,34 <i>kgf</i>	128,78 <i>kgf</i>
Fuerza vertical	557,97 <i>kgf</i>	68,70 <i>kgf</i>	1584,21 <i>kgf</i>

Fuerzas en la viga principal y tablero

Descripción	Método 1	Método 2	Método 3
Fuerza horizontal barlovento	0,04 <i>Ton</i>	0,04 <i>Ton</i>	0,26 <i>Ton</i>
Fuerza horizontal sotavento	0,02 <i>Ton</i>	0,02 <i>Ton</i>	0,13 <i>Ton</i>
Fuerza vertical	0,56 <i>Ton</i>	0,07 <i>Ton</i>	1,58 <i>Ton</i>

Fuerzas en las torres del puente

Descripción	Método 1	Método 2	Método 3
Fuerza horizontal barlovento	989,56 <i>kgf</i>	1060,65 <i>kgf</i>	6114,50 <i>kgf</i>
Fuerza horizontal sotavento	494,78 <i>kgf</i>	530,33 <i>kgf</i>	3057,25 <i>kgf</i>

Fuerzas en las torres del puente

Descripción	Método 1	Método 2	Método 3
Fuerza horizontal barlovento	0,99 <i>Ton</i>	1,06 <i>kgf</i>	6,11 <i>Ton</i>
Fuerza horizontal sotavento	0,49 <i>Ton</i>	0,53 <i>Ton</i>	3,06 <i>Ton</i>

Fuente: elaboración propia

Tabla 11. Resumen de los resultados de los métodos de análisis de las fuerzas aeroelásticas del puente en arco

Fuerzas en la viga principal y tablero			
Descripción	Método 1	Método 2	Método 3
Fuerza horizontal barlovento	35,98 <i>kgf</i>	44,68 <i>kgf</i>	257,56 <i>kgf</i>
Fuerza horizontal sotavento	17,98 <i>kgf</i>	22,34 <i>kgf</i>	128,78 <i>kgf</i>
Fuerza vertical	557,97 <i>kgf</i>	68,70 <i>kgf</i>	1584,21 <i>kgf</i>
Fuerzas en la viga principal y tablero			
Descripción	Método 1	Método 2	Método 3
Fuerza horizontal barlovento	0,04 <i>Ton</i>	0,04 <i>Ton</i>	0,26 <i>Ton</i>
Fuerza horizontal sotavento	0,02 <i>Ton</i>	0,02 <i>Ton</i>	0,13 <i>Ton</i>
Fuerza vertical	0,56 <i>Ton</i>	0,07 <i>Ton</i>	1,58 <i>Ton</i>
Fuerzas en las vigas arco del puente			
Descripción	Método 1	Método 2	Método 3
Fuerza horizontal barlovento	38,91 <i>kgf</i>	41,40 <i>kgf</i>	240,41 <i>kgf</i>
Fuerza horizontal sotavento	19,45 <i>kgf</i>	20,85 <i>kgf</i>	120,21 <i>kgf</i>
Fuerzas en las vigas arco del puente			
Descripción	Método 1	Método 2	Método 3
Fuerza horizontal barlovento	0,04 <i>Ton</i>	0,04 <i>Ton</i>	0,24 <i>Ton</i>
Fuerza horizontal sotavento	0,02 <i>Ton</i>	0,02 <i>Ton</i>	0,12 <i>Ton</i>
Fuerzas en las péndolas del puente arco			
Descripción	Método 1	Método 2	Método 3
Fuerza horizontal barlovento	15,74 <i>kgf</i>	4,73 <i>kgf</i>	27,24 <i>kgf</i>
Fuerza horizontal sotavento	7,87 <i>kgf</i>	2,36 <i>kgf</i>	13,62 <i>kgf</i>
Fuerzas en las péndolas del puente arco			
Descripción	Método 1	Método 2	Método 3
Fuerza horizontal barlovento	0,02 <i>Ton</i>	0,05 <i>Ton</i>	0,03 <i>Ton</i>
Fuerza horizontal sotavento	0,08 <i>Ton</i>	0,02 <i>Ton</i>	0,01 <i>Ton</i>

Fuente: elaboración propia

Como se puede observar una vez hecho el análisis de los tres métodos el que más fuerza ejerce es el **método 3** por lo que se adoptará las fuerzas pertinentes para el análisis de los puentes en el programa CSI Bridges.

El proceso y configuración del software CSI Bridges para la modelación de los puentes tipo colgante y arco se puede observar en el Anexo 7.

Modelo 3d: se ha incluido todos los elementos de la Super estructura, torres, vigas, viguetas y tablero.

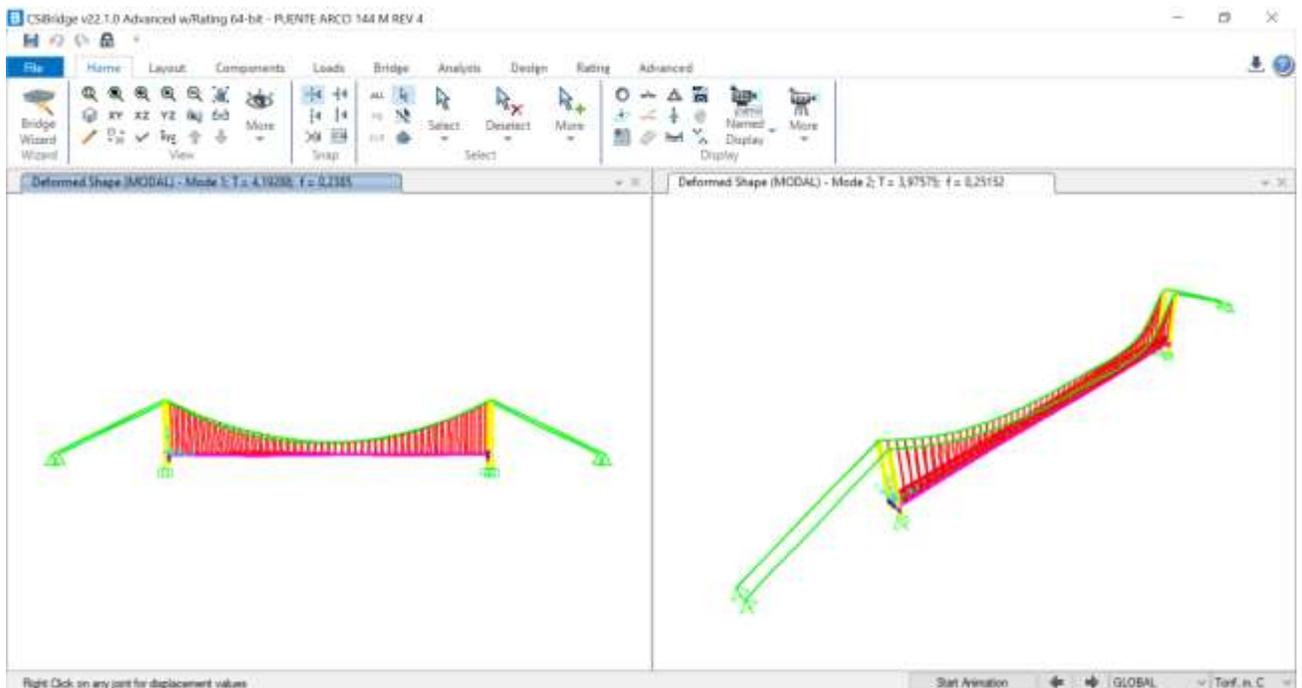


Figura 9. Modelo Inicial 3D Y 2D del puente colgante en el software CSI bridges

Fuente: elaboración propia

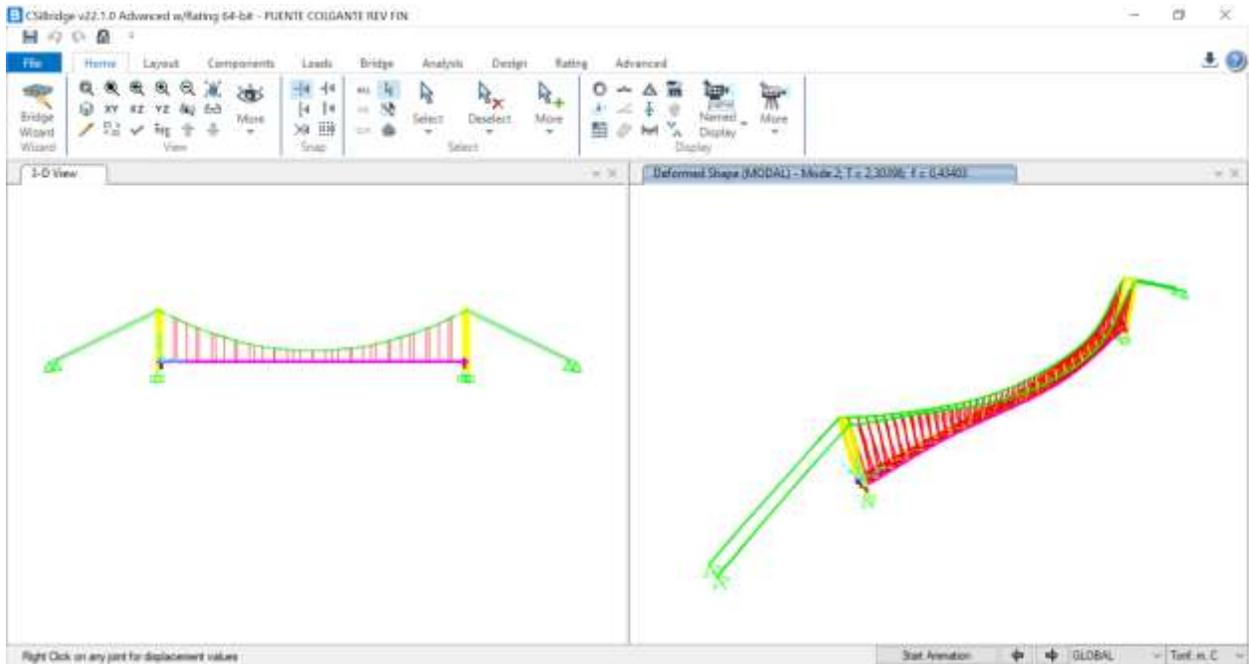


Figura 10. Modelo Corregido 3D Y 2D del puente colgante en el software CSI bridges

Fuente: elaboración propia

- **Modelo 3d:** se ha incluido todos los elementos de la Super estructura, torres, vigas, viguetas y tablero.

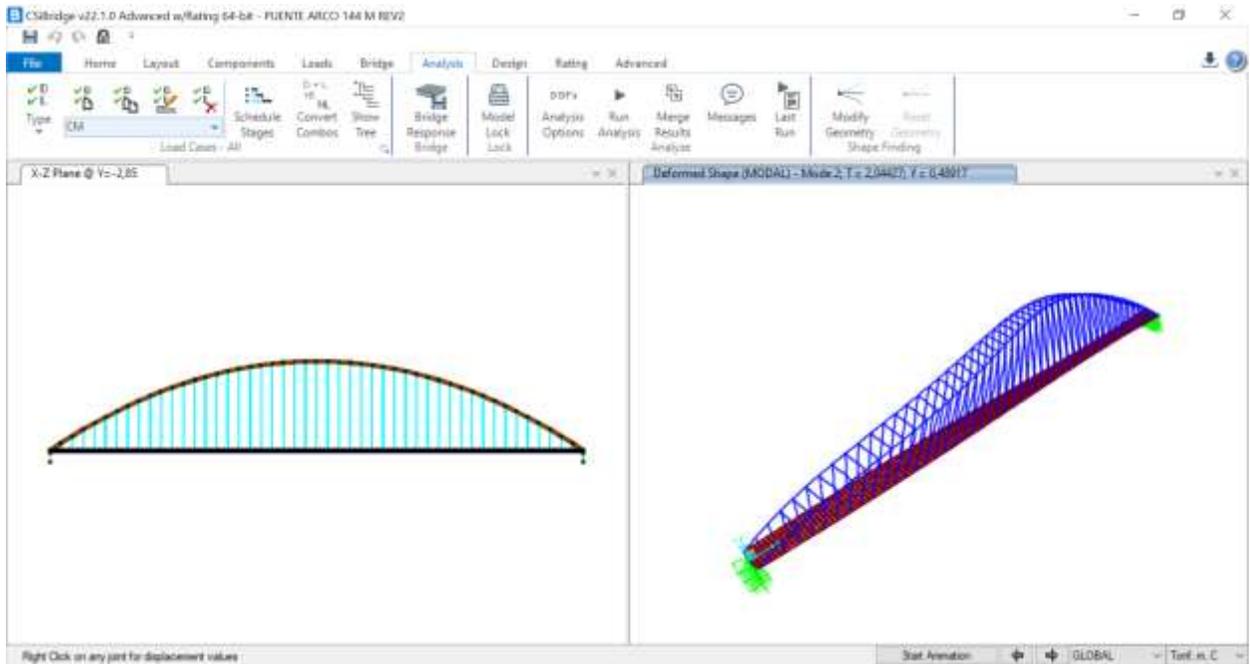


Figura 11. Modelo Inicial 3D Y 2D del puente en arco en el software CSI bridges

Fuente: elaboración propia

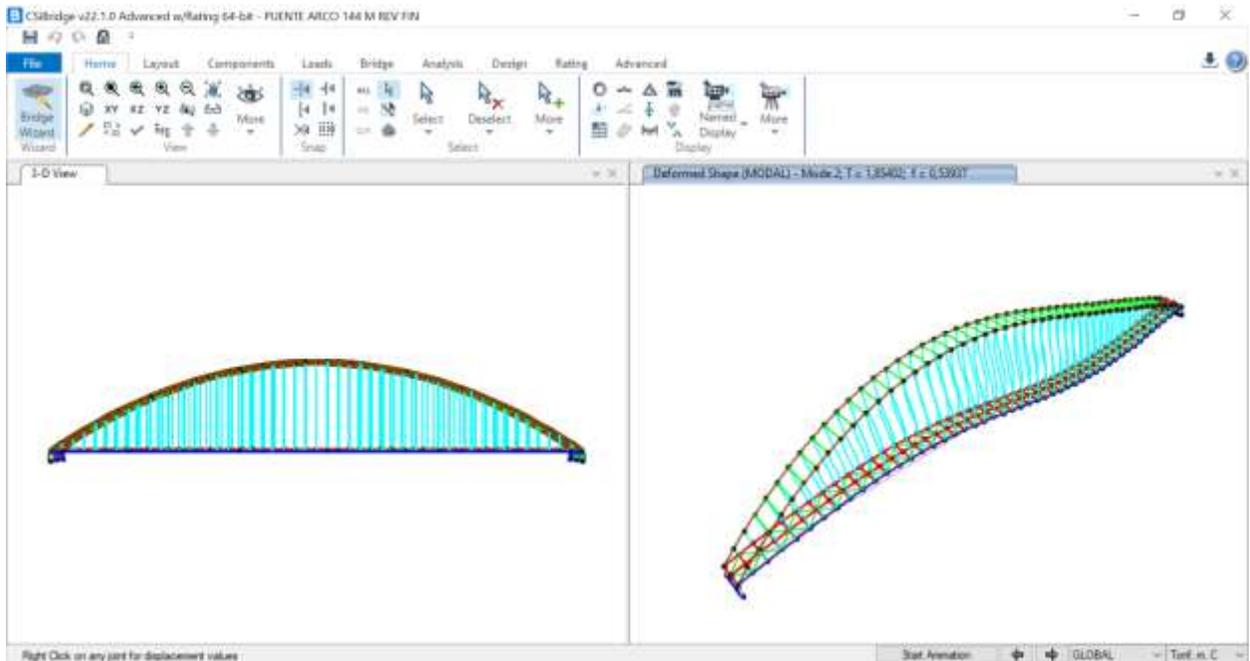


Figura 12. Modelo Corregido 3D Y 2D del puente en arco en el software CSI bridges

Fuente: elaboración propia

El cálculo y proceso para obtención de los resultados de los controles de periodo de vibración transversal, frecuencia de la estructura en el tablero y desplazamiento que se genera en la estructura de esta sección se encuentran a detalle en el Anexo 8.

Tabla 12. Comparación de controles del puente tipo colgante y en arco

Métricas de comparación	Puentes	
	Colgante	Arco
Periodo de vibración transversal (segundos)	2,304	1,854
Frecuencia de la estructura en el tablero (1/segundos)	0,434	0,539
Desplazamiento que se genera en la estructura (metros)	0,031	0,015

Fuente: elaboración propia

Se puede observar en la tabla 12 que el periodo de vibración transversal de 1,854s es menor en el puente tipo arco, que, en el tipo colgante con un valor de 2,304s, de igual manera el desplazamiento que se genera en la estructura es de 0,015m en el puente tipo arco, menor a la del puente colgante que se desplaza 0,031m. Con respecto a la frecuencia de la estructura en el tablero, es la duración de tiempo de cada evento repetitivo. Comprobando la hipótesis planteada que “Existe diferencia en el comportamiento de un puente colgante versus uno de tipo arco, para el caso del río Arajuno, aplicando un modelo de aeroelasticidad”.

Tabla 13. Revisión por inestabilidad puente colgante

	$\frac{L * V_D}{B} > 330 \frac{m}{s}$	No tiene problema
	$1646,160 \frac{m}{s} > 330 \frac{m}{s}$	
Vibraciones divergentes en flexión	$\frac{B}{d} < 5$	Por lo que puede excitarse el puente
	$6,70 < 5$	
	(Es mayor que 5)	
	$f_v < 0,15$	No tiene problema
	$f_v = 0,147$	
	(No es mayor que 0,15)	
Vibraciones inducidas por vórtices en flexión	$\frac{L * V_D}{B} > 200$	No tiene problema
	$1646,160 \frac{m}{s} > 200 \frac{m}{s}$	
	$f_v < 0,20$	
	$f_v = 0,147$	No tiene problema
	(No es mayor que 0,20)	

Fuente: Elaboración propia

Los planos de los puentes tipo colgante y en arco pueden observarse en el Anexo 9.

CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

13.1 CONCLUSIONES

- Una vez realizada la ingeniería básica para identificar la mejor alternativa de secciones estructurales de los puentes tipo colgante y en arco, considerando el galibo de 3,40m, se adoptó un perfil W 0,65m (W 24X176). De igual manera para las vigas transversales de los puentes se utilizaron W 0,60m (W 24X76). En cuanto a la losa un recubrimiento de 0,20m en relación a los tableros de ambos puentes.
- Con la finalidad de calcular el comportamiento de las fuerzas aeroelásticas de los puentes tipo colgante y en arco, se aplicaron los métodos AASHTO LRFD, coeficientes de arrastre y sustentación, y cargas estáticamente equivalentes. Según los resultados obtenidos el método de cargas estáticamente equivalentes, provoca mayor afectación a la estructura debido a sus fuerzas aeroelásticas más altas en relación a los otros dos métodos.
- Se realizó el modelamiento de los puentes tipo colgante y arco, utilizando el software CSI Bridges, aplicando las cargas aeroelásticas previamente obtenidas y las secciones del diseño preliminar, y se generó un modelo computacional de los dos puentes. Finalmente, se aplicaron los controles de periodos, frecuencias, desplazamiento del puente y revisión por inestabilidad.

13.2 RECOMENDACIONES

- En estudios posteriores o en el diseño de implementación de los puentes, se recomienda aplicar como viga principal una cercha, lo cual permitiría un mejor comportamiento Aero elástico del puente con respecto al viento.
- Para esta investigación se consideró la aplicación del método de cargas estáticamente equivalentes debido a que se buscaba medir la mayor afectación que podría provocar las fuerzas aeroelásticas en los puentes. Sin embargo, en la práctica se recomienda utilizar el método AASHTO LRFD, debido a que presenta una afectación media de los tres métodos estudiados, además de ser la más utilizada.

- Los resultados indican que el puente que generó menos probabilidad de colapso, fue el puente en arco, debido a que su periodo de vibración transversal y el desplazamiento que se genera en la estructura, es menor que los valores obtenidos con el puente de tipo colgante, por lo que el puente en arco es la forma más óptima para elaborar el anteproyecto para el caso del Río Arajuno.
- En el primer ciclo de análisis de este estudio, se pudo observar que existía un problema en el periodo de vibración en el puente colgante y la frecuencia de la estructura, se acercaba considerablemente a la frecuencia natural, esto provocó que se presente un fenómeno de resonancia, por lo que se recomienda el uso de atezadores, debido a que esta implementación proporcionó una mejora en el comportamiento de la estructura, tanto en sus periodos, como en su frecuencia estructural.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials- AASHTO. (2002). *Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD - Unidades S.I.* https://www.academia.edu/29059309/Especificaciones_AASHTO_LRFD
- Arêde, A., & Costa, C. (2019). *Proceedings of ARCH 2019: 9th International Conference on Arch Bridges*. Springer Nature. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-29227-0>
- Beltrán, A. (2011). *Efectos de las cargas de viento sobre las estructuras. Análisis de la norma NCH 432 OF 71* [Universidad Austral de Chile]. <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2011/bmfcib453e/doc/bmfcib453e.pdf>
- Castillo, R. (2013). *Diseño preliminar de la superestructura de un puente en arco atirantado tipo Network sobre el Río Puchuchoa*. [Universidad Central del Ecuador]. <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/2388>
- Gimsing, N., & Georgakis, C. (2012). *Cable Supported Bridges: Concept and Design, 3rd Edition*. Wiley.
- Hernández-Barrios, H., & Jara-Díaz, M. (2020, noviembre). Comportamiento Eólico de Puentes en Mexico . *II Congreso internacional de puentes Chile 2020, Futuros Desafíos, Diseño, Construcción y Mantenimiento*. <https://es.scribd.com/document/536804572/Comportamiento-Eolico-de-Puentes-en-Mexico>
- Hernández, B., García, R., & Arce, L. (2020). Propuesta de lineamientos de diseño eólico de de diseño eólico de puentes. *XXII Congreso Nacional puentes, XXII Congreso Nacional de Ingeniería I de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*.
- Hernández, R. (2014). *Metodología de la Investigación* (6a ed.). McGRAW- HILL. <https://www.uca.ac.cr/wp-content/uploads/2017/10/Investigacion.pdf>
- Jurado, J. (2001). *Análisis aeroelástico y de sensibilidad del fenómeno de flameo en puentes soportados por cables* [Universidade da Coruña. Escola Técnica Superior de Enxeñeiros de Camiños, Canais e Portos]. <https://ruc.udc.es/dspace/handle/2183/18377>
- Lin, W., & Yoda, T. (2017). *Bridge engineering : classifications, design loading, and analysis methods*. Elsevier.
- Manterola, J. (1984). Evolución de los puentes en la historia reciente. *Informes de la Construcción*, 35(359–360), 5–35. <https://doi.org/10.3989/ic.1984.v35.i359-360.1949>
- Manterola, J. (2006). *Puentes II. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Javier Manterola_OCR.pdf - Free Download PDF*. Colegio de ingenieros de caminos, canales y puertos.
- Molero, B. (2016). *Teoría de Vibraciones*. IBERISA. <https://iberisa.wordpress.com/2016/01/22/teoria-de-vibraciones/>
- Pantaleón, M., & Óscar, R. (2015). Los puentes arco metálicos modernos. *Revista de Obras Públicas: Organo profesional de los ingenieros de caminos, canales y puertos*, 3561, 49–

64. http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/2015/2015_enero_3561_05.pdf

Simiu, E., & Scanlan, R. (1996). *Wind effects on structures : fundamentals and applications to design*. John Wiley & Sons INC.

Valenzuela, M. (2007). *Evaluación de Factibilidad Estructural de Puentes Atirantados Tipo Network como Alternativa de puentes en Chile* [Universidad de Chile]. http://www.tesis.uchile.cl/tesis/uchile/2007/valenzuela_m/sources/valenzuela_m.pdf

Wu, B., Zhang, L. L., Yang, Y., Liu, L. J., & Ni, Z. J. (2020). Refined Time-Domain Buffeting Analysis of a Long-Span Suspension Bridge in Mountainous Urban Terrain. *Advances in Civil Engineering*, 2020. <https://doi.org/10.1155/2020/4703169>

Xu, Y. L. (2013). *Wind Effects on Cable-Supported Bridges*. John Wiley and Sons. <https://doi.org/10.1002/9781118188293>