

PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN PUENTE ATIRANTADO CON SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO.

*DYNAMIC PROPERTIES OF A CABLE-STAYED BRIDGE
WITH SEISMIC ISOLATION SYSTEM*

Autores

José Luis Ordóñez Fernández

Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala, Ecuador

jlordonez@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-4314-1319>

Leyden Oswaldo Carrión Romero

Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala, Ecuador

locarrion@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0003-1627-7306>

PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN PUENTE ATIRANTADO CON SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO.

RESUMEN

Se estudió la respuesta modal del puente sobre el río Napo. Este puente alcanza, entre sus diferentes vanos, una longitud total de 740 metros. Dispone de un tramo atirantado de 590 metros, el cual se constituye como el objeto principal del análisis de los modos de vibración de la estructura considerando la participación de deslizadores y disipadores sísmicos que modifican la respuesta estructural. Así, se realizó un modelado tridimensional en un software de análisis estructural y se verificaron los resultados principales mediante un procedimiento manual. Utilizando datos de los respectivos planos se conformó la estructura del puente donde se colocó los elementos de la superestructura y subestructura representados por estribos, pilas, pilones, vigas, losa, dispositivos de apoyo, tirantes y las sobrecargas respectivas. La masa considerada para el análisis modal contempló la carga muerta más 25% de carga viva peatonal. En el modelo, se definió las propiedades de cada dispositivo del sistema de aislamiento para mediante los métodos mencionados determinar los periodos de vibración, formas modales y masas participativas. Posteriormente, se realizó un análisis sísmico estático en la dirección más flexible de la estructura, para determinar desplazamientos y fuerzas laterales. Se determinó que la frecuencia fundamental de vibración es traslacional en la dirección transversal con alta participación de la flexibilidad del tablero, lo que genera una reducción en el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento, alcanzando el 15,7%. Para el sismo máximo esperado, los desplazamientos obtenidos en la estructura elástica equivalente están dentro de los límites permitidos por los disipadores sísmicos.

Palabras clave: Puente, modos de vibración, aislamiento sísmico, amortiguamiento y desplazamientos.

ABSTRACT

The modal response of the bridge over the Napo River was studied. This bridge spans a total length of 740 meters across its various spans. It includes a cable-stayed section measuring 590 meters, which is the main focus of the vibration mode analysis of the structure, taking into account the presence of sliders and seismic dampers that alter the structural response. A three-dimensional model was developed using structural analysis software, and the main results were verified through a manual procedure. Using data from the corresponding design plans, the bridge structure was assembled, incorporating elements of both the superstructure and substructure, represented by abutments, piers, pylons, beams, slab, bearing devices, cables, and the corresponding live loads. The mass considered for the modal analysis included the dead load plus 25% of the pedestrian live load. In the model, the properties of each device in the isolation system were defined in order to determine the vibration periods, mode shapes, and participating masses using the mentioned methods. Subsequently, a static seismic analysis was carried out in the most flexible direction of the structure to determine displacements and lateral forces. It was determined that the fundamental vibration frequency corresponds to a translational mode in the transverse direction, with high participation of the deck's flexibility, which results in a reduction of the effective damping of the isolation system, reaching 15.7%. For the maximum expected earthquake, the displacements obtained in the equivalent elastic structure are within the limits permitted by the seismic dampers.

Keywords: Bridge, vibration modes, seismic isolation, damping, displacements

Nota Editorial: Recibido: 12 de Mayo 2025 Aceptado: 15 de Noviembre 2025

1. INTRODUCCIÓN

La región amazónica del territorio ecuatoriano está conformada por varios ríos de gran tamaño, entre los cuales tenemos al río Napo que es el río más grande del Ecuador y, además, el país está situado en uno de los puntos geográficos con más alto peligro sísmico del continente [1], obteniendo como consecuencia la proyección y construcción de una estructura de gran tamaño con características de funcionalidad y resistencia sísmica idónea. Así, convergieron criterios técnicos y lineamientos de diseño sustentados en la información recopilada en los estudios de otras ingenierías que permitió que el proyecto estructural definitivo sea un puente atirantado de doble torre inaugurado en el año 2012, donde la suspensión es lateral tipo semi-arpa con un sistema de aislamiento sísmico en la base del tablero para el control de la respuesta sísmica de la estructura [2], [3]. El sistema de aislamiento está compuesto por dos tipos de dispositivos como son los deslizadores y los disipadores metálicos que agregan amortiguamiento a la estructura la cual dispone de siete vanos, ocho apoyos con una distancia máxima entre ellos de 312 m para el vano central que básicamente se sustenta de tirantes a cada lado conformados por cables de acero de hasta 47 torones de 15,24 mm de diámetro nominal.

En la actualidad el territorio ecuatoriano está clasificado como uno de mayor peligro sísmico en América Latina, por ello está caracterizado como un territorio de grandes amenazas que pueden generar pérdidas materiales y humanas. Recientemente los mayores movimientos telúricos presentados en el país fueron los terremotos de Pedernales en abril del 2016, Golfo de Guayaquil en marzo del 2023 y frente a las costas de Esmeraldas en abril del 2025, de los cuales se ha obtenido información que demostró que en el país existe un déficit de sistemas de control de respuesta sísmica, ya que varias edificaciones colapsaron en su totalidad infringiendo la filosofía de diseño sismo-resistente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) [4], así como también un gran número de puentes vehiculares presentaron daños que restringieron el uso de los mismos alterando el tráfico local. El puente ubicado al noreste del Ecuador, situado en una zona sísmica alta (zona 2 según la guía para el diseño de aislamiento sísmico de la AASHTO) está expuesto a niveles de amenaza sísmica desde moderado a severo, pero considerando que dispone de un sistema de aislamiento, debió ser diseñado para disipar tal cantidad de energía con respuestas en desplazamiento máximas vinculadas a sismos con periodos de retorno de 2500 años [5].

El nivel de peligro sísmico y el sistema de control estructural utilizado para el diseño sísmico del puente, impulsan esta investigación que propone determinar las propiedades dinámicas de la estructura del puente atirantado ubicado sobre el río Napo, mediante la modelación computacional tridimensional de todos los componentes principales de la superestructura como son la distribución de masas, rigideces y las características de amortiguamiento del sistema de aislamiento, como requisitos básicos para analizar sus modos de vibración [6]. Así entonces, se calcula las propiedades dinámicas de la estructura mediante un análisis modal computacional y manual del puente, identificando el tipo de comportamiento dinámico estructural del sistema atirantado con disipadores sísmicos y se verifica las características bilineales de los dispositivos utilizados mediante el control del desplazamiento lateral ocasionado por el sismo estático [7].

2.. DESARROLLO

2.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PUENTES ATIRANTADOS

Un puente es una estructura que tiene como objetivo preservar el eje vial de una carretera dándole continuidad en todo momento, es decir que un puente siempre será construido para que los vehículos o peatones no realicen un desvío en lugares de difícil acceso [8]. Se pueden clasificar de varias formas, en este caso utilizamos la Norma Ecuatoriana Vial, NEVI-12, considerando los principios normativos del Volumen N° 2 Libro B, que establece la Norma para Estudios y Diseño Vial, donde se da a conocer los tipos de puentes existentes y su forma de clasificación que se identifica de acuerdo con la sección transversal, con la forma estructural, con el material del cual están contruidos y según su función [9].

Un puente atirantado es un puente conformado por una o más torres y tirantes los cuales pueden ser convergentes y cuentan con una fuerza de pretensado que sirve para lograr grandes luces en tableros de puentes. El mayor objetivo de esta tipología de puente es lograr un equilibrio en todas las fuerzas de los tirantes tanto en la parte superior de las torres como en el tablero al cual se anclan dichos tirantes [10].

Requisitos de implementación

En el desarrollo de la investigación se llegó a determinar los requisitos que nos permitan implementar un puente atirantado:

- La distancia que tendrá el puente, con el pasar de los años los puentes atirantados cuentan con sistemas estructurales que les permite vencer luces más grandes, actualmente se estima que su utilización se da en luces de 300 m a 1000 m [11]. Aunque para luces mayores los diseñadores pueden considerar una tipología de puente que tenga vanos continuos para superar dichas distancias.

- Se debe tomar en cuenta la características geológicas, hidrogeológicas e hidrológicas que proporcionan los estudios de otras ingenierías, donde también se analizará el tipo de suelo y las condiciones geofísicas de la zona, además del estudio de las aguas superficiales y subterráneas [12].

Comportamiento estructural

A diferencia de otros tipos de puentes, los puentes atirantados pueden cubrir mayores luces, aunque no logran superar la longitud de los vanos que cubren los puentes colgantes. Los tirantes tienen como objetivo utilizar tableros más esbeltos y mantener los pilones rígidos para garantizar el sistema atirantado. Para puentes con varios tramos, son necesarios los tirantes tanto delanteros como posteriores ya que estos restringen el valor obtenido de deflexión horizontal que se da en la torre del pilón lo que genera deflexión en la plataforma [13].

Los puentes atirantados han ido evolucionando con el pasar del tiempo, al ser un puente con varios elementos de diferentes materiales estos pueden sufrir algún tipo de falla por lo que se mencionaran a continuación: fallas del hormigón armado [14], falla en cables de puente [10] y fallas de acero [15].

2.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE

El puente se caracteriza por ser el más alto dentro del territorio ecuatoriano, según el Ministerio de transporte y Obras Publicas la obra tuvo un costo de inversión aproximado de \$48'729.558 convirtiéndose así en una de las obras más emblemáticas del país, que más allá de su configuración estructural presenta también un atractivo turístico nacional. La importancia de este puente radica en que conecta de una manera rápida y segura a las parroquias de García Moreno, La Belleza, Dayuma, Taracoa e Inés Arango con el cantón Francisco de Orellana (El Coca) [16].

La superestructura es la parte donde actúan las cargas vivas móviles, es decir, el tablero con sus vigas, diafragmas, capa de rodadura y otros elementos o cargas. Mientras que la infraestructura se compone de elementos del puente que transmiten los esfuerzos al suelo como los estribos y pilas [17]. En este puente, para el análisis dinámico estructural nos enfocamos en el sector atirantado, este cuenta con dos torres de hormigón armado a las cuales se anclan los tirantes a lo largo del puente, en la figura 1 se observa el perfil longitudinal junto con la ubicación simétrica en margen izquierdo y derecho de estribos, pilas y torres que lo conforman.

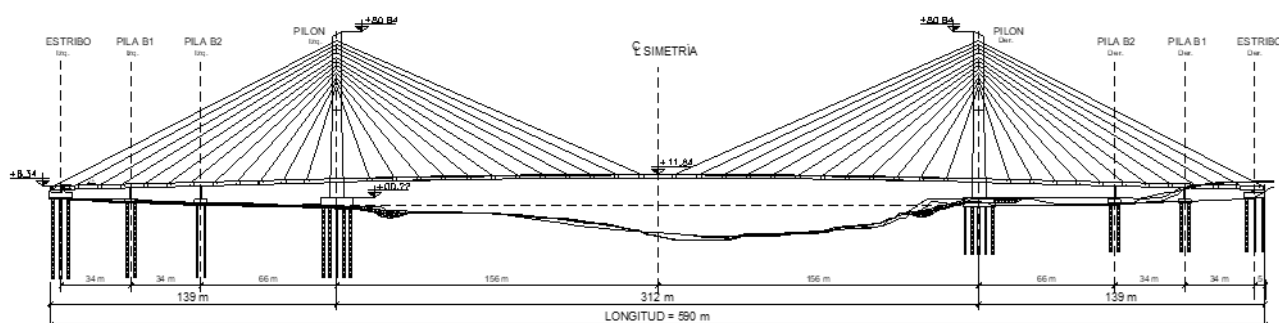


Fig. 1- Perfil longitudinal del puente en tramo atirantado

El puente vehicular tiene una longitud de 590 m, cuenta con varios elementos verticales de la subestructura colocados a lo largo del tramo atirantado cuyas características y distancias se detallan en la tabla 1.

Tabla 1- Elementos verticales de la subestructura del puente

Margen	Elemento	Abscisa
Izquierda	Estribo	0 + 5 m
	Pila B1	0 + 39 m
	Pila B2	0 + 73 m
	Pilón	0 + 139 m
Derecha	Pilón	0 + 451 m
	Pila B2	0 + 517 m
	Pila B1	0 + 551 m
	Estribo	0 + 585 m

Tablero

El tablero del puente, con una arquitectura transversal simétrica de 16 m de ancho, dispone de 2 carriles vehiculares, 2 ciclovías, 2 líneas de barreras y barandas que delimitan el área para la circulación de peatones a cada lado. Su configuración estructural se basa en vigas de acero y una losa de hormigón armado de espesor variable, con acero principal perpendicular al tráfico. En la figura 2, se identifican componentes como vigas longitudinales, vigas larguero, ménsulas, diafragmas de sección variable, losa de concreto armado, barreras interiores, barreras exteriores y la capa de rodadura.

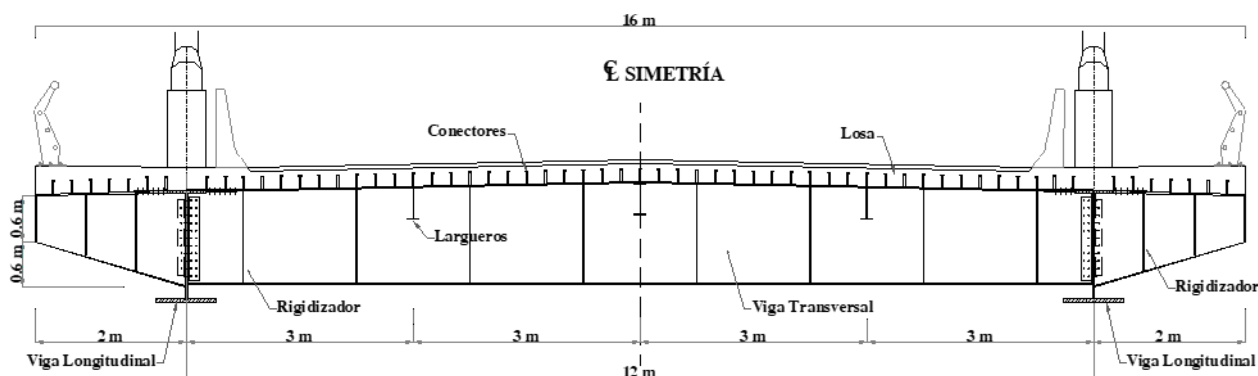


Fig. 2- Sección transversal del puente

Los elementos de acero estructural dispuestos como vigas longitudinales, transversales y rigidizadores, están formados por placas de acero ASTM A588 Grado 50. Las vigas longitudinales ubicadas a los costados del puente son las vigas de mayor tamaño con 1490 mm de sección tipo I. En el sentido del tráfico, 3 vigas larguero tipo I de 416x150 mm transmiten las cargas de la losa hacia las vigas transversales. A lo largo de todo el tramo atirantado se conectan las vigas longitudinales mediante vigas transversales tipo diafragmas colocadas a determinada distancia, se presentan en dos tipos de secciones de viga tipo I y viga tipo doble I de altura variable según se puede identificar en la figura 3.

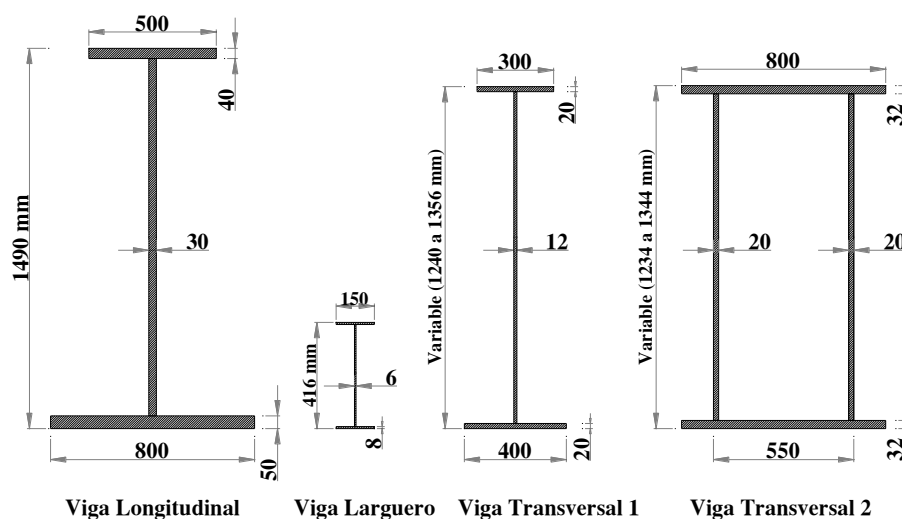
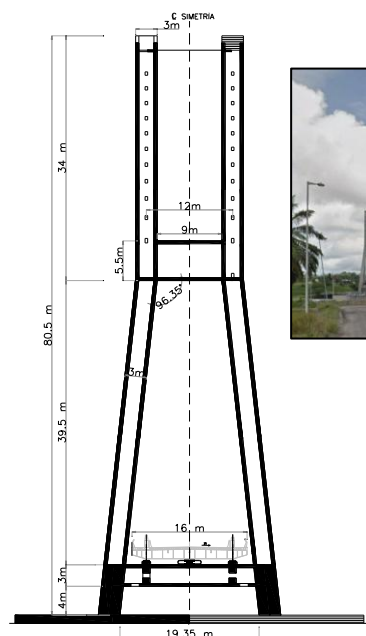


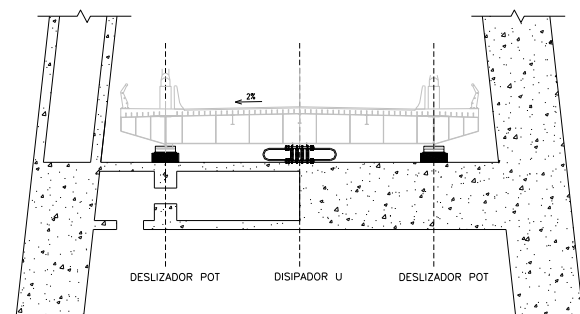
Fig. 3- Vigas de acero longitudinales y transversales del tablero

Pilón, estribos y las pilas

El pilón es la estructura más alta que tiene el puente con una altura de más de 80 m, son columnas de hormigón armado con $f'_c = 30 \text{ MPa}$ de sección hueca con dimensión longitudinal variable y estos tienen una inclinación hacia dentro del puente hasta los 46,5 m de altura para luego volver a elevarse rectas según se aprecia en la figura 4a. Los estribos y las pilas están conformadas por muros de hormigón armado que sirven como apoyo para el puente, cuentan con unas bielas de soporte para el tablero del puente. Así entonces, la diferencia entre la pila B1 y pila B2 del margen izquierdo y derecho son las cotas máximas debido a que el puente cuenta con una variación de altura definida por una pendiente del 2,5 % en dirección longitudinal.



a)



b)

Fig. 4- Pilón de puente atirantado

Disipadores sísmicos

El puente cuenta con disipadores sísmicos, que se encuentran colocados en todos los apoyos a lo largo del tramo atirantado (vínculos entre tablero con estribos, pilas y pilones). La gran mayoría de las estructuras cuentan con la capacidad de disipar energía sísmica debido al comportamiento inelástico que presentan sus elementos. Los disipadores están compuestos por materiales diversos, con propiedades de deformación del tipo plástica ya que su funcionamiento se produce mediante desplazamientos laterales a los cuales está expuesta la estructura, por lo que sirven para modificar su rigidez y demanda de resistencia [18]. En la estructura del puente se cuenta con apoyos tipo POT (deslizadores) ubicados a los costados del tablero, mientras que en la parte central se encuentra el disipador metálico con 16 elementos de acero en forma de U vinculados en grupos de cuatro conforme a la figura 4b.

Para las especificaciones técnicas de los dispositivos se utilizó la información del proveedor japonés **NIPPON STEEL ENGINEERING**, que ofrece varios tipos de disipadores (*U-shaped Steel Damper*), los cuales según su forma, tamaño y cantidad de elementos U presentan diferentes características de rigidez, fuerza cortante y deformación específica. Así, se tiene que existen disipadores de 4, 8 y 16 elementos U, además cada uno de estos puede disponer de elementos U de distinto espesor que van desde los 28 mm hasta los 55 mm según se puede ver en la figura 5 donde otras medidas como la altura y longitud también varían. El fabricante les ha asignado nombres a los disipadores como por ejemplo NSUD45 x 4 o NSUD55 x 8, esto indica que se trata de un dispositivo con 4 elementos de 36 mm de espesor con capacidad de desplazamiento de 450 mm o un dispositivo con 8 elementos de 45 mm de espesor con capacidad de desplazamiento de 550 mm respectivamente.

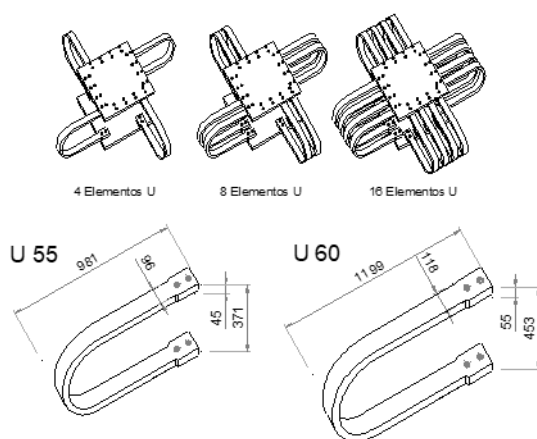


Fig. 5- Tipos de disipadores de acero con elementos U

Con las características técnicas mencionadas, en la figura 6 se construyen esquemas bilineales desde las curvas de histéresis de cada dispositivo. Como ejemplo se presentan las curvas de los disipadores NSUD45 y NSUD55 considerando para ambos casos las tres opciones de 4, 8 y 16 elementos U.

	NSUD 45			NSUD 55		
	x 4	x 8	x 16	x 4	x 8	x 16
Fy (kN)	184	368	736	304	608	1216
K1 (kN/m)	7600	15200	30400	9600	19200	38400
K2 (kN/m)	128	256	512	160	320	640
Dy (mm)	24,2	24,2	24,2	31,7	31,7	31,7
D (mm)	450	450	450	550	550	550
Fmáx. (kN)	238,50	477,00	954,01	386,93	773,86	1547,71
keff (kN/m)	530,01	1060,01	2120,02	703,51	1407,01	2814,02
Q (kN)	180,90	361,80	723,61	298,93	597,86	1195,71

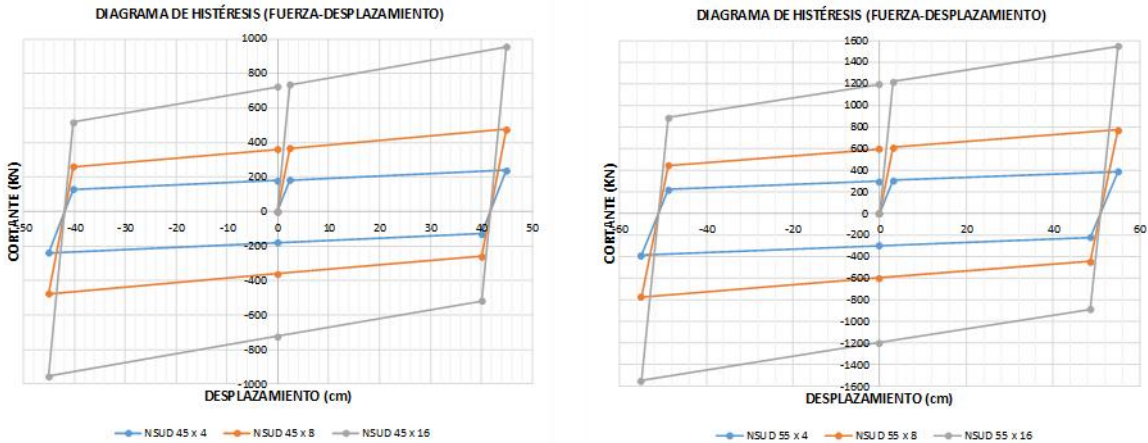
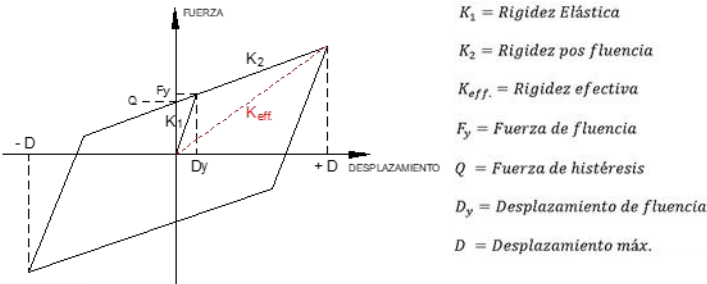


Fig. 6- Datos y esquemas bilineales de disipadores de acero con elementos U

Para responder adecuadamente a las fuerzas sísmicas, el puente atirantado presenta condiciones de aislamiento sísmico en su tablero, es decir, en lo que respecta a las condiciones de apoyo del tablero sobre los demás componentes estructurales como estribo, pila y pilón, se posibilitan los desplazamientos horizontales diferenciales. Específicamente para este caso, para caracterizar las propiedades dinámicas dominantes del puente y mantener desplazamientos de tablero no mayores a 550 mm (*Dmáx*) por fuerzas laterales, se ha utilizado 8 disipadores del tipo NSUD 55 x 16 con rigidez efectiva de 2814,02 kN/m combinados con 16 deslizadores planos de rigidez lateral mínima. En cada uno de los 8 apoyos se tienen tres dispositivos (dos deslizadores y un disipador) unidos con vigas diafragmas (perpendiculares al tráfico) que trasladan parte de las cargas gravitacionales a los deslizadores y estos a su vez a los elementos de la subestructura.

En los deslizadores planos la rigidez lateral es reducida y está en función de la carga gravitacional (*Ws*), el coeficiente de fricción (*μ*) y el desplazamiento máximo permitido (*Dmáx*). Luego del análisis estructural se tiene que la carga sobre estos dispositivos es de 2255,54 kN; 1961,34 kN y 294,20 kN para las torres, las pilas y los estribos respectivamente, como se registra en la tabla 2. El coeficiente de fricción es bajo, se utilizó un 0,04 para todos los deslizadores, así como también para todos los casos se mantuvo el desplazamiento máximo de 550 mm como se observa en la figura 7.

Tabla 2- Características de los deslizadores planos

Deslizadores Planos			Pilón	Pila	Estribo
Desp. Máx. del aislador	<i>Dmáx</i>	mm	550,00	550,00	550,00
Peso promedio	<i>Wsprom</i>	kN	2255,54	1961,34	294,20
Coeficiente de fricción	<i>μ</i>		0,04	0,04	0,04
Fuerza máxima	<i>Fmáx</i>	kN	90,22	78,45	11,77
Rigidez efectiva	<i>Keff</i>	kN/m	164,04	142,64	21,40
Energía disipada por ciclo	<i>EDC</i>	kN – m	198,49	172,60	25,89

Los tres deslizadores, por su ubicación sobre los elementos de la subestructura y por la participación de los cables que constituyen los tirantes, reciben cargas verticales distintas que al momento de presentarse el sismo aportan al sistema de aislamiento con energía disipada por ciclo diferente para cada uno. Esto se puede identificar en los modelos de fuerza-deformación de los deslizadores presentados en la figura 7 a continuación:

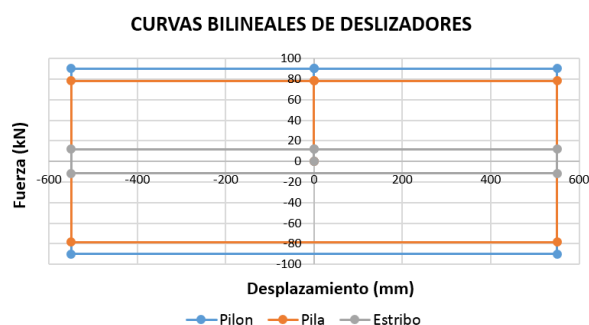


Fig. 7- Curvas bilineales de los deslizadores planos

Las rigideces efectivas de los dispositivos de aislamiento se obtienen de las curvas bilineales: 2814,02 kN/m para los disipadores U y 164,04 kN/m, 142,64 kN/m, y 21,40 kN/m para los deslizadores planos. Estas rigideces se emplean en SAP2000 para representar cada componente del sistema mediante características elásticas equivalentes. La integración de todos los dispositivos, considerados con sus propiedades bilineales, da como resultado el modelo no lineal del sistema de aislamiento sísmico del puente atirantado, que se presenta en la figura 8.

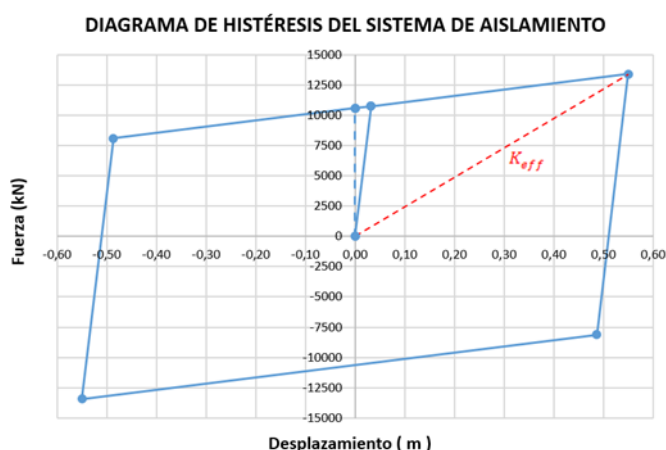


Fig. 8- Curva bilineal del sistema de aislamiento del puente atirantado

La energía disipada por histéresis (E_{DC}) por ciclo del sistema de aislamiento en la estructura real alcanza los 22109,89 kN - m y se obtiene por el aporte de:

$$8 \text{ disipadores} = 8\{4Q(D - D_y)\} = 19831,57 \text{ kN} - \text{m} \quad (1)$$

$$4 \text{ deslizadores de pilon} = 4\{4F_{m\acute{a}x}(D_{m\acute{a}x})\} = 793,96 \text{ kN} - \text{m} \quad (2)$$

$$8 \text{ deslizadores de pila} = 8\{4F_{m\acute{a}x}(D_{m\acute{a}x})\} = 1380,80 \text{ kN} - \text{m} \quad (3)$$

$$4 \text{ deslizadores de estribo} = 4\{4F_{m\acute{a}x}(D_{m\acute{a}x})\} = 103,56 \text{ kN} - \text{m} \quad (4)$$

Esta energía disipada por histéresis se puede considerar equivalente a una estructura elástica más flexible, donde el proceso de disipación de energía es representado por medio de una estructura con rigidez efectiva (K_{eff}) y un amortiguamiento efectivo (ξ_{eff}). Así entonces, desde el diagrama de histéresis de la figura 8, para un desplazamiento máximo de 550 mm le corresponde una fuerza máxima de 13417,33 kN, determinando así un valor de 24395,15 kN/m para la rigidez del sistema elástico equivalente y alcanzando un amortiguamiento equivalente de fluido viscoso de:

$$\xi_{eff} = \frac{E_{DC-Sistema}}{2\pi D^2 K_{eff}} = \frac{22109,89 \text{ kN-m}}{2\pi (0,55\text{m})^2 \cdot 24395,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 0,477 \therefore 47,7 \% \quad (5)$$

El desplazamiento transversal del tablero de puente es el que tendría la mayor respuesta en desplazamiento por sismo al depender directamente de los 16 dispositivos que conforman el sistema de aislamiento. Con las características de la estructura equivalente estamos aplicando un procedimiento que nos lleve al mismo desplazamiento de la estructura real y que permita validar las propiedades dinámicas del puente atirantado a través de un procedimiento de análisis estático que genera resultados aproximados o de prediseño.

2.3. CARACTERIZACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA LOCAL DEL PUENTE ATIRANTADO

Considerando lo indicado en la “GUIDE SPECIFICATIONS FOR SEISMIC ISOLATION DESIGN” de la norma AASHTO se debe utilizar para el cálculo de la respuesta en desplazamiento del puente los sismos con periodos de retorno de 1000 y 2500 años, los mismos que representan una tasa anual de excedencia de 0,001 y 0,0004 respectivamente [19]. Luego, utilizando las curvas de peligro sísmico para el cantón Francisco de Orellana planteadas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente, se determinan para cada uno de ellos los valores de 0,172 g y 0,224 g para aceleración en roca y de 0,465 g y 0,625 g para periodos espectrales de 0,1 s según se representa en la figura 9 [20].

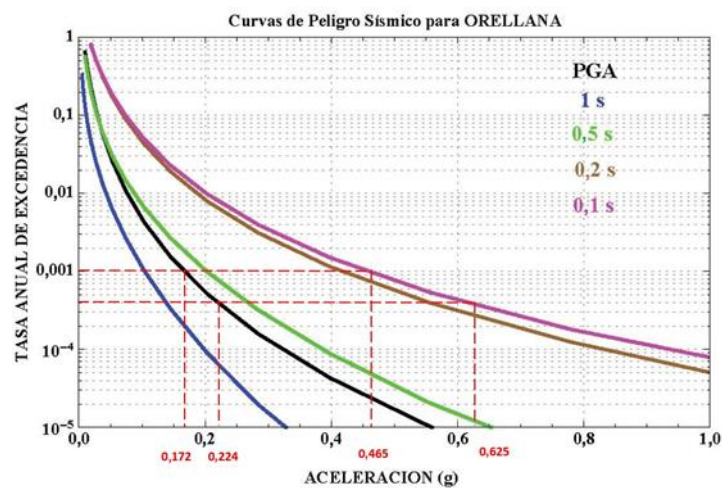


Fig. 9- Curvas peligro sísmico, Orellana (NEC-2015)

Se ha considerado que el puente está ubicado sobre un suelo de perfil tipo “D” correspondiente a suelos rígidos que cumplen con una velocidad de la onda de corte superior a 180 m/s y menor a 360 m/s pertenecientes a los 30 m superiores del perfil. Además, desde la norma de construcción local se ha definido los otros parámetros para la elaboración de los dos espectros en aceleraciones según se detalla en la tabla 3.

Tabla 3- Parámetros del espectro de aceleraciones para periodos de retorno elegidos

Descripción		Espectros	
Periodo de retorno	T_r	1000 años	2500 años
Aceleración en roca - PGA	Z	0,172	0,224
Aceleración $T=0,1$ s	Z	0,465	0,625
Coeficiente de ampliación de suelo	F_a	1,556	1,452
	F_d	1,583	1,494
	F_s	1,029	1,050
Periodos límites del espectro aceleraciones	T_o	0,105	0,108
	T_c	0,576	0,594
Razón de aceleración espectral	η	2,703	2,790
Valor máx., del espectro de aceleraciones	$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a$	0,724	0,908

Aunque más de un procedimiento es permitido en las normas, para el análisis de un puente sísmicamente aislado se permite la aplicación de un método simplificado que es adecuado cuando la estructura responde predominantemente como un sistema de un grado de libertad sin participación simultánea de otras direcciones en la respuesta en desplazamiento del sistema. Dicho análisis, se ejecutará de forma independiente a lo largo de los ejes perpendiculares, es decir, para el eje longitudinal “X” y eje transversal “Y” se determina la fuerza sísmica estáticamente equivalente mediante los periodos efectivos del puente aislado según el eje analizado aplicando una reducción de la aceleración espectral por disponer de un amortiguamiento superior al 5 % como se observa en la figura 10.

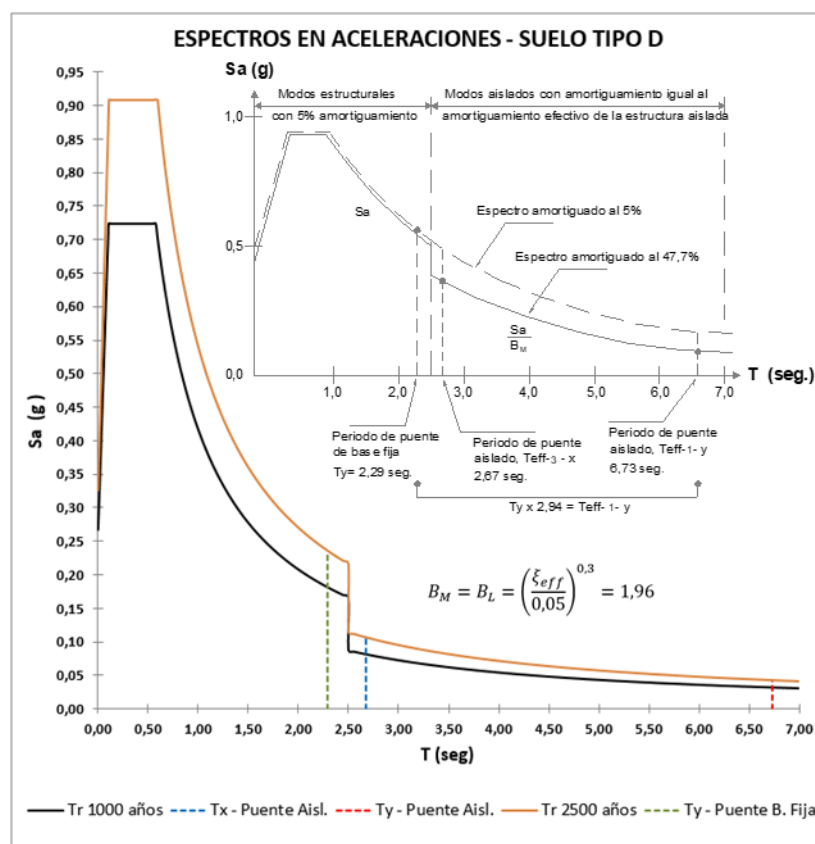


Fig. 10- Espectros en aceleraciones para Tr 1000 años y Tr 2500 años

2.4. MODELACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE SOFTWARE SAP2000

Mediante la utilización de este software se conformó un modelo tridimensional a detalle donde están representadas las cargas y elementos estructurales que aportan rigidez para con esto poder caracterizar adecuadamente los modos de vibración principales del puente atirantado con sistema de aislamiento sísmico según la figura 11. Conociendo todo el sistema estructural del puente a través de la información disponible en los planos estructurales y visitas al sitio de la obra, se logró modelar la estructura con todas sus características y propiedades establecidas en los documentos técnicos disponibles.

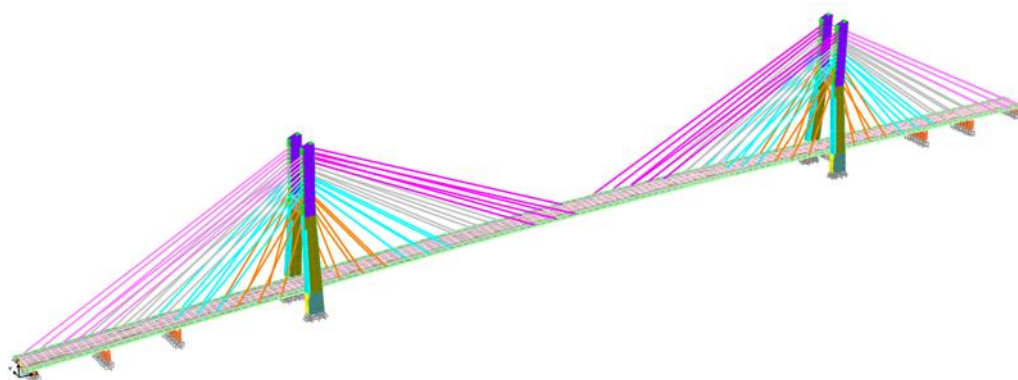


Fig. 11- Modelo tridimensional del puente atirantado

Cargas sobre el tablero del puente

Para el análisis del puente se utilizó los requisitos relacionados a estados límites de diseño establecidos por la norma AASHTO, "LRFD Bridge Design Specifications" [6] y artículos científicos afines [21] que identifican la presencia de cargas permanentes y móviles como las siguientes: DC (cargas de elementos estructurales), DW (cargas de superficie de rodadura), LL (Carga vehicular) y PL (Carga peatonal).

El puente en toda su longitud cuenta con varias cargas del tipo uniforme distribuidas a las cuales está sometido, entre ellas se encuentran cargas muertas producidas por la baranda metálica, barrera de tráfico de concreto y la carpeta de rodadura representada por una capa de pavimento flexible de 2".

$$Carga_{DC-baranda} = 1,618 \text{ kN/m}^2 \quad (6)$$

$$Carga_{DW} = e_{pavimento} \cdot \gamma_{asfalto} = 1,177 \text{ kN/m}^2 \quad (7)$$

$$Carga_{DC-barrera} = A_{barrera} \cdot \gamma_{barrera} = 7,061 \text{ kN/m}^2 \quad (8)$$

Además, la carga muerta del tipo peso propio de los elementos estructurales que son representados según su geometría, ubicación y cantidad forman parte directamente de las cargas DC en el modelo matemático del puente sujeto al análisis modal.

El valor asignado a carga viva peatonal sobre el tablero del puente es:

$$Carga_{PL-peatonal} = 4,798 \text{ kN/m}^2 \quad (9)$$

La carga móvil vehicular está referida al concepto de carga HL-93 de la norma AASHTO LRFD [22] abarcando las posibles combinaciones del camión de diseño, tándem de diseño y carga de carril.

2.5. RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL DEL PUENTE ATIRANTADO

A partir del modelo computacional desarrollado en el software de análisis estructural, se determinaron los tres primeros modos de vibración del puente. Estos modos reflejan la respuesta predominante del sistema de aislamiento. El primer modo de vibración se identificó como la respuesta transversal del tablero [23], [24], [25], con un periodo de 6,73 s. El segundo y tercer modo corresponden a la respuesta en torsión y a la traslación longitudinal (en la dirección del tráfico), con periodos de 3,12 s y 2,67 s, respectivamente, tal como se detalla en la figura 12.

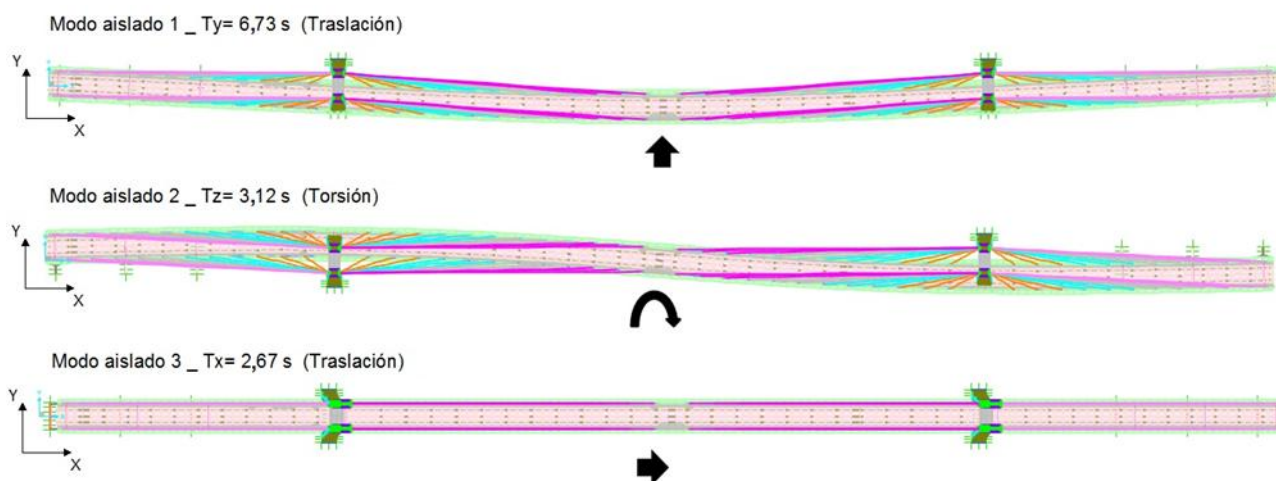


Fig. 12- Modos de vibración fundamentales del puente atirantado

En el primer modo de vibración, la deformada modal está caracterizada por las propiedades del sistema de aislamiento (deslizadores y disipadores) y al ser un puente de múltiples vanos esta respuesta es más compleja que la respuesta de la estructura en dirección longitudinal. Tiene influencia en la respuesta los grados de libertad que dispone el estribo izquierdo y estribo derecho del puente combinados con la flexibilidad transversal que dispone el tablero. Para determinar valores a detalle de esta respuesta transversal, se procedió a discretizar la masa total de 93,24 kN.s²/cm perteneciente al tablero con su respectiva longitud tributaria de tirantes en 13 masas distribuidas a lo largo del puente según la figura 13 y se obtuvo la matriz de inercia y de rigidez transversal del tablero.

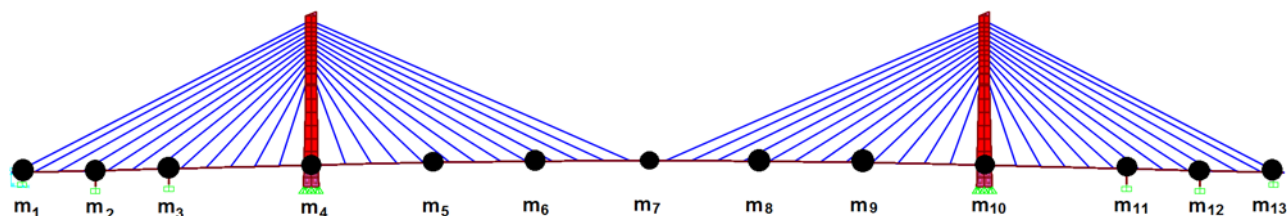


Fig. 13- Discretización longitudinal de masas del tablero

$$[m] = \begin{bmatrix} 2,9804 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 6,0813 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 7,8037 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 9,9898 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 8,0807 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 7,5669 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8,2374 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 7,5669 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8,0807 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 9,9898 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 7,8037 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6,0813 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2,9804 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot s^2}{cm}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} 1075,161 & -2131,893 & 1114,304 & -34,393 & 5,615 & -0,226 & 0,651 & -1,064 & -1,242 & 3,902 & -7,304 & 7,630 & -2,546 \\ -2131,893 & 5241,165 & -3668,754 & 724,857 & -160,642 & 28,119 & -4,399 & 1,825 & 4,949 & -10,333 & 20,334 & -22,052 & 7,506 \\ 1114,304 & -3668,754 & 3671,162 & -1552,119 & 561,388 & -103,986 & 11,254 & -1,356 & -4,932 & 8,511 & -17,382 & 19,555 & -6,841 \\ -34,393 & 724,857 & -1552,119 & 1872,688 & -1504,683 & 577,675 & -56,900 & 0,184 & 3,425 & -4,001 & 7,710 & -8,602 & 2,983 \\ 5,615 & -160,642 & 561,388 & -1504,683 & 2486,931 & -1918,283 & 556,021 & -12,607 & -16,031 & 3,989 & -6,223 & 5,699 & -1,232 \\ -0,226 & 28,119 & -103,986 & 577,675 & -1918,283 & 2687,940 & -1697,355 & 440,270 & -13,930 & -0,958 & 4,037 & -4,470 & 1,193 \\ 0,651 & -4,399 & 11,254 & -56,900 & 556,021 & -1697,355 & 2383,509 & -1702,596 & 559,848 & -56,257 & 5,437 & 2,852 & -2,093 \\ -1,064 & 1,825 & -1,356 & 0,184 & -12,607 & 440,270 & -1702,596 & 2695,377 & -1922,015 & 576,764 & -98,076 & 20,769 & 2,511 \\ -1,242 & 4,949 & -4,932 & 3,425 & -16,031 & -13,930 & 559,848 & -1922,015 & 2487,338 & -1501,457 & 551,301 & -148,414 & 1,118 \\ 3,902 & -10,333 & 8,511 & -4,001 & 3,989 & -0,958 & -56,257 & 576,764 & -1501,457 & 1867,037 & -1539,859 & 710,751 & -29,285 \\ -7,304 & 20,334 & -17,382 & 7,710 & -6,223 & 4,037 & 5,437 & -98,076 & 551,301 & -1539,859 & 3656,440 & -3655,843 & 1110,359 \\ 7,630 & -22,052 & 19,555 & -8,602 & 5,699 & -4,470 & 2,852 & 20,769 & -148,414 & 710,751 & -3655,843 & 5232,674 & -2130,031 \\ -2,546 & 7,506 & -6,841 & 2,983 & -1,232 & 1,193 & -2,093 & 2,511 & 1,118 & -29,285 & 1110,359 & -2130,031 & 1075,015 \end{bmatrix} \frac{kN}{cm}$$

Fig. 14- Matriz de inercia y matriz de rigidez transversal del tablero

Con las dos matrices se resolvió el problema de valores propios para principalmente obtener la frecuencia y periodo fundamental de vibración global:

$$\begin{bmatrix} 1075,161 & -2131,893 & 1114,304 & -34,393 \\ -2131,893 & 5241,165 & -3668,754 & 724,857 \\ 1114,304 & -3668,754 & 3671,162 & \dots \dots \dots \\ -34,393 & 724,857 & \dots \dots \dots & \dots \dots \dots \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} 2,9804 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 6,0813 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 7,8037 & \dots \dots \dots \\ 0 & 0 & \dots \dots \dots & \dots \dots \dots \end{bmatrix} = 0 \quad (10)$$

$$\omega_1^2 = 0,8709 \text{ rad}^2/\text{s}^2 \quad \therefore \omega_1 = 0,9332 \text{ rad/s} \quad (11)$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{0,9332 \text{ rad/s}} = 6,732 \text{ s} \quad (12)$$

Seguidamente, para la frecuencia fundamental se obtiene la deformada modal respectiva y se normaliza la respuesta respecto a la unidad en estribo derecho que será igual al estribo izquierdo por la simetría del puente. En la figura 15 se presenta esa razón de desplazamientos transversales definida por el vector $\phi_{\text{Modo } 1-N}$, obtenido de la resolución del sistema de ecuaciones matriciales que se describen a continuación.

$$\begin{bmatrix} 1075,161 & -2131,893 & 1114,304 & -34,393 \\ -2131,893 & 5241,165 & -3668,754 & 724,857 \\ 1114,304 & -3668,754 & 3671,162 & \dots \dots \dots \\ -34,393 & 724,857 & \dots \dots \dots & \dots \dots \dots \end{bmatrix} - 0,8709 \begin{bmatrix} 2,9804 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 6,0813 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 7,8037 & \dots \dots \dots \\ 0 & 0 & \dots \dots \dots & \dots \dots \dots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_{\dots} \\ \phi_{13} \end{Bmatrix} = 0 \quad (13)$$

$$\phi_{\text{Modo } 1-N} = \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_{\dots} \\ \phi_{13} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1,000 \\ -0,734 \\ -2,513 \\ -6,091 \\ -9,029 \\ -10,725 \\ -11,378 \\ -10,725 \\ -9,029 \\ -6,091 \\ -2,514 \\ -0,734 \\ 1,000 \end{Bmatrix} \quad (14)$$



Fig. 15- Deformada modal transversal normalizada para la frecuencia fundamental (ω_1)

Para terminar con la caracterización de la respuesta modal del tablero en sentido perpendicular al tráfico se calcula el factor de participación y porcentaje de masa efectiva. Así:

$$\text{Masa generalizada} = M_1^* = \sum M_i \phi_i^2 = 4977,05 \text{ kN} \cdot \text{s}^2 / \text{cm} \quad (15)$$

$$\text{Masa participante} = L_1^* = \sum M_i \phi_i = -565,85 \text{ kN} \cdot \text{s}^2 / \text{cm} \quad (16)$$

$$\text{Factor de participación} = F \cdot P_{-1} = L_1^* / M_1^* = -0,114 \quad (17)$$

$$\text{Masa efectiva} = M_{\text{Eff}-1} = L_1^{*2} / M_1^* = 64,33 \text{ kN} \cdot \text{s}^2 / \text{cm} \quad (18)$$

$$\% \text{ Masa efectiva} = M_{\text{Eff}-1} / M_{\text{Total}} = 0,69 \quad \therefore \quad 69 \% \quad (19)$$

Se mantiene la discretización previa de masas en cuyos puntos se describen el amortiguamiento y razón de desplazamiento del tablero del puente según se especifica en la tabla 4:

Tabla 4- Amortiguamiento y razón de desplazamiento en masas discretizadas

Elemento	Abscisa	Masa (m)		Amortiguamiento (ξ)		Razón de Desplaz., Δ		$\xi_{\text{aisl}} \cdot \Delta_{\text{aisl}}$	$\xi_{\text{elast}} \cdot \Delta_{\text{elast}}$
		#	($\text{kN} \cdot \text{s}^2 / \text{cm}$)	ξ_{aisl}	ξ_{elast}	Δ_{aisl}	Δ_{elast}		
Estribo	0 + 5 m	m_1	2,9804	0,4661		1,000		0,466	
Pila B1	0 + 39 m	m_2	6,0813	0,4794		-0,734		-0,352	
Pila B2	0 + 73 m	m_3	7,8037	0,4794		-2,513		-1,205	
Pilón	0 + 139 m	m_4	10,9898	0,4816		-6,091		-2,933	
Tramo	0 + 197 m	m_5	8,0807		0,050		-9,029		-0,451
Tramo	0 + 245 m	m_6	7,5669		0,050		-10,725		-0,536
Centro	0 + 295 m	m_7	8,2374		0,050		-11,378		-0,569
Tramo	0 + 345 m	m_8	7,5669		0,050		-10,725		-0,536
Tramo	0 + 393 m	m_9	8,0807		0,050		-9,029		-0,451
Pilón	0 + 451 m	m_{10}	10,9898	0,4816		-6,091		-2,933	
Pila B2	0 + 517 m	m_{11}	7,8037	0,4794		-2,513		-1,205	
Pila B1	0 + 551 m	m_{12}	6,0813	0,4794		-0,734		-0,352	
Estribo	0 + 585 m	m_{13}	2,9804	0,4661		1,000		0,466	
Total			93,243			-16,677	-50,886	-8,048	-2,544

Para estimar el amortiguamiento viscoso equivalente global del sistema se consideró la flexibilidad transversal del puente que está verificada en la deformada modal calculada y presentada en la tabla 4, es decir, se necesita un promedio ponderado de los valores de amortiguamiento que provienen desde el sistema de aislamiento en apoyos y además del tramo de estructura que responde elásticamente asignándole un amortiguamiento viscoso estándar del 5 %. En consecuencia, el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema es calculado desde:

$$\xi_{eff-sis} = \frac{\sum(\xi_{aisl} \cdot \Delta_{aisl}) + \sum(\xi_{elast} \cdot \Delta_{elast})}{\sum \Delta_{aisl} + \sum \Delta_{elast}} = 0,157 \quad \therefore \quad 15,7 \% \quad (20)$$

Así entonces, hemos pasado de un amortiguamiento equivalente del 47,7 % (considerando solo el sistema de aislamiento) a uno menor de 15,7 % (influenciado por la deformada de la superestructura) en la dirección transversal y más flexible del puente, donde la estructura en función del factor de reducción espectral $B_L = 1,40$, le corresponde para un periodo estructural de 6,73 s una aceleración de $S_{a1} = 0,08g/1,4 = 0,057g$ y un desplazamiento espectral que no resulta de la expresión $S_{d1} = S_{a1}/\omega_1^2$ debido a que, en la zona de periodos largos, como se puede ver en la figura 15, dicho desplazamiento espectral tiende a ser constante desde los 4 s en adelante con un valor de 38,27 cm para el sismo máximo esperado con periodo de retorno de 2500 años y $\xi_{eff-sis}$ de 15,7 % en la ciudad de Orellana-Ecuador.

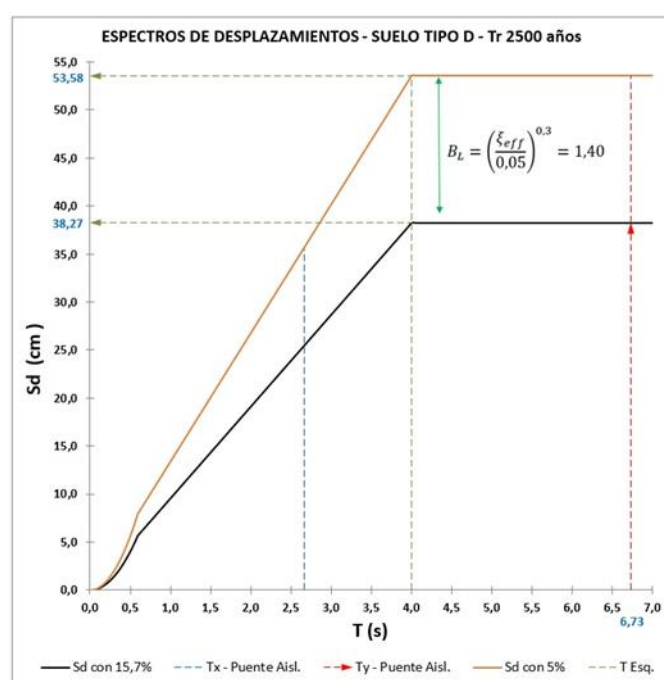


Fig. 16- Espectros de desplazamientos para Tr 2500 años con diferente ξ

Finalmente, la respuesta espectral para el modo fundamental de vibración aislado en dirección perpendicular al tráfico utilizando $S_{d1} = 38,27 \text{ cm}$, está representada por valores de desplazamiento, aceleración, fuerza y cortante basal como se determinan a continuación:

$$X_{max-1} = \frac{L_1^*}{M_1^*} S_{d1} \Phi_1 \quad \ddot{X}_{max-1} = \frac{L_1^*}{M_1^*} S_{a1} \Phi_1 \quad FR_{max-1} = m_i \ddot{X}_{1-i} \quad (21)$$

$$X_{max-1} = \frac{L_1^*}{M_1^*} S_{d1} \Phi_1 = \begin{bmatrix} -4,35 \\ 3,20 \\ 10,94 \\ 26,50 \\ 39,29 \\ 46,67 \\ 49,50 \\ 46,67 \\ 39,29 \\ 26,50 \\ 10,94 \\ 3,20 \\ -4,35 \end{bmatrix} \text{ cm} ; \quad \ddot{X}_{max-1} = \frac{L_1^*}{M_1^*} S_{a1} \Phi_1 = \begin{bmatrix} -6,35 \\ 4,67 \\ 15,97 \\ 38,71 \\ 57,38 \\ 68,16 \\ 72,31 \\ 68,16 \\ 57,38 \\ 38,71 \\ 15,97 \\ 4,67 \\ -6,35 \end{bmatrix} \frac{\text{cm}}{\text{seg}^2} ; \quad FR_{max-1} = m_i \ddot{X}_{1-i} = \begin{bmatrix} -18,93 \\ 28,34 \\ 124,64 \\ 386,68 \\ 463,66 \\ 515,73 \\ 595,65 \\ 515,73 \\ 463,66 \\ 386,68 \\ 124,64 \\ 28,34 \\ -18,93 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad (22)$$

$$V_{basal} = \frac{L_1^{*2}}{M_1^*} S_{a1} = 3596 \text{ kN} \quad (23)$$

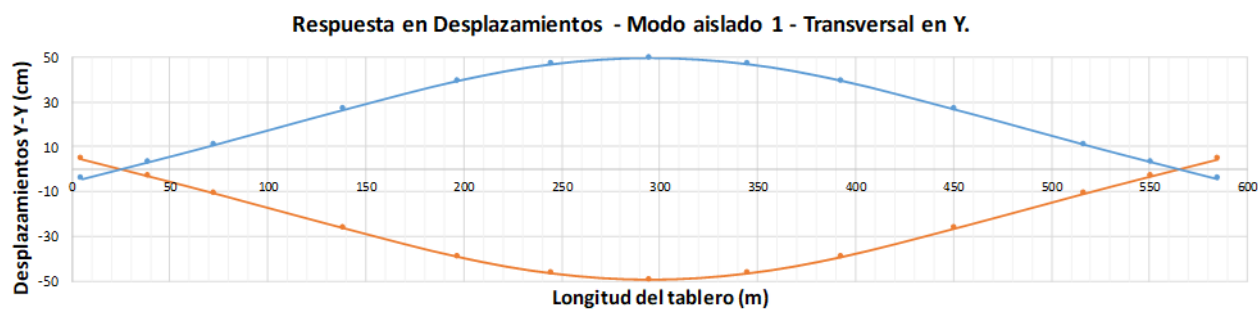


Fig. 17- Respuesta en desplazamientos para el modo aislado fundamental transversal

En la figura 16 se presenta la respuesta en desplazamiento para la dirección más flexible del puente atirantado. Se ratifica el resultado encontrado con el software de análisis SAP2000 de la figura 12 donde se indica que la traslación en Y gobierna el comportamiento del tablero comportándose, por la presencia del sistema de aislamiento, como un sistema de un grado de libertad donde la masa participativa se limita al tablero y los tirantes básicamente sin participación mayor de elementos de la subestructura.

3. CONCLUSIONES

Las propiedades dinámicas de la estructura tipo puente se determinaron a partir de un modelo tridimensional computacional y se verificaron con un procedimiento manual, donde se estableció que la respuesta dominante es transversal del tipo traslacional con una frecuencia de la estructura aislada de 0,933 rad/s que corresponde a un periodo fundamental de vibración de 6,73 s, y un amortiguamiento efectivo del sistema del 15,7 % con una fuerte participación de la flexibilidad transversal del tablero de 312 m. de longitud que corresponde al tramo ubicado entre los dos pilones, ya que reduce el amortiguamiento que proviene del sistema de aislamiento en un 67 % aproximadamente.

La masa total de la estructura, incluye la superestructura con la subestructura alcanza las 195,94 kN.s²/cm, de ese total la superestructura comprendida por la masa del tablero con 25 % de cargas peatonales más un valor parcial de los tirantes es de 93,24 kN.s²/cm. Donde luego del análisis modal en Y, se establece que en el primer modo de vibración participan el 69 % y el 32,8 % de la masa de la superestructura y del total del puente atirantado respectivamente en la dirección de análisis.

El sistema de aislamiento sísmico compuesto por los deslizadores y disipadores ocasiona que la respuesta de los tres primeros modos de vibración provenga de la estructura aislada que corresponde básicamente al tablero del puente. Para el primer y tercer modo de vibración aislado se puede decir que existen sistemas de un grado de libertad traslacionales que han aumentado su periodo fundamental de vibración en una proporción de 3 veces más del valor que tendrían si el tablero estuviese fijo a los apoyos en estribos, pilas y pilones que constituyen la subestructura.

Se utilizó una estructura elástica equivalente para estimar los desplazamientos que la estructura real presentaría en rango no lineal considerando que la misma disipa igual cantidad de energía, así, mediante un análisis estático se concluye que los desplazamientos en la dirección más flexible del puente no sobrepasan los desplazamientos máximos permitidos en el sistema de aislamiento establecidos en 550 mm.

El perfil o deformada transversal del tablero es del tipo parabólica, típica en puentes con sistemas de aislamiento sísmico donde se permite el desplazamiento transversal en ambos estribos, pero que depende de las condiciones de rigidez transversal del sistema estructural vinculado al número de apoyos o pilas presentes a lo largo del tablero, así como también de la distancia entre ellas. Desde luego, las propiedades dinámicas del puente tienden a ser más rígidas en la dirección longitudinal gracias a que además del sistema de aislamiento existe el aporte de rigidez de los tirantes vinculados a los pilones que con respecto a la masa total del puente se alcanza el 67,6 % de participación modal.

Futuras investigaciones deberían incluir un análisis no lineal tiempo-historia, donde se determine la respuesta de la estructura considerando la variación de las características técnicas de los dispositivos, utilizando sus límites superiores (upper bound) y límites inferiores (lower bound) propios de factores como envejecimiento, contaminación, temperatura, fricción y otros. Con esto se validará las curvas bilineales de los dispositivos de aislamiento y el desplazamiento máximo inelástico al cual son sometidos por cargas sísmicas.

1. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras. en NEC-SE-RE. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2015. [En línea]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/6.-NEC-SE-RE-Riesgo-sismico.pdf>
2. X. Chen y J. Xiong, «Seismic resilient design with base isolation device using friction pendulum bearing and viscous damper», Soil Dyn. Earthq. Eng., vol. 153, p. 35, feb. 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.107073>
3. A. Camara y E. Efthymiou, «Deck-tower interaction in the transverse seismic response of cable-stayed bridges and optimum configurations», Eng. Struct., vol. 124, pp. 494-506, oct. 2016, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.017>
4. F. Cunalata y P. Caiza, «Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador», vol. 50, n.o 1, pp. 55-64, 2022, doi: <https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>
5. American Association of State Highway & Transportation Officials (AASHTO), Especificaciones de la Guía para el Diseño de Aislamiento Sísmico, 4th ed. Washington, DC Estados Unidos, 2014. Accedido: 17 de junio de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://trid.trb.org/View/1339947>
6. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 10th ed. Washington, DC Estados Unidos, 2024. [En línea]. Disponible en: <https://store.transportation.org/item/collectiondetail/268>
7. J. Wen, Q. Han, Y. Xie, X. Du, y J. Zhang, «Performance-based seismic design and optimization of damper devices for cable-stayed bridge», Eng. Struct., vol. 237, jun. 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112043>
8. G. J. C. Valero y F. de J. S. Carrasquero, «Cálculo y diseño del tramo de un puente ferrocarrilero de superestructura metálica en El Vigía, Estado Mérida», Gac. Téc. ISSN-E 2477-9539 ISSN 1856-9560, vol. 21, n.o 1, pp. 3-26, 2020, Accedido: 13 de marzo de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7239773>
9. Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), Norma Ecuatoriana Vial, NEVI-12, vol. 2 Libro B, Norma par Estudios y Diseños Viales. Quito, Ecuador, 2013. Accedido: 25 de marzo de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://es.slideshare.net/slideshow/mtop-v-2-libro-b-norma-para-estudios-y-diseo-vial/50690626>
10. M. Á. A. Suárez, «Análisis de los factores que contribuyen a la fatiga de los cables de los puentes atirantados», Hormig. Acero, vol. 72, n.o 294/295, pp. 177-194, 2021, doi: <https://doi.org/10.33586/hya.2021.3064>
11. J. Yi y D. Yu, «Longitudinal damage of cable-stayed bridges subjected to near-fault ground motion pulses», Adv. Bridge Eng., vol. 2, n.o 1, p. 22, 2021, doi: <https://doi.org/10.1186/s43251-021-00034-x>
12. S. Fernández-Cruz, Rolando R. Gómez-Iglesias, y A. Velázquez-Velázquez, «Acciones estratégicas para la preservación del puente natural sobre el río Bitirí», vol. 38, n.o 2, pp. 141-156, 2022, Accedido: 13 de marzo de 2025. [En línea]. Disponible en: http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_abstract&pid=S1993-80122022000200141&lng=en&nrm=iso&tlng=es
13. Naeem Hussain, «Puentes atirantados», Hormig. Acero, vol. 70, n.o 289, Art. n.o 289, 2019, doi: <https://doi.org/10.33586/hya.2019.2071>
14. G. M. Blanco, C. L. Burón, y Z. P. F. Salas, «Métodos para la determinación del factor de reducción de respuesta de las fuerzas sísmicas», vol. 1, n.o 1, pp. 24-35, 2018, Accedido: 14 de marzo de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=181358269006>
15. Marín Guzmán, Christopher Rodolfo y Maldonado Noboa, Juan Sebastián, «Estudio de las causas del colapso de puentes en Ecuador (2000-2022).», ResearchGate, vol. 6, n.o 4, pp. 368-395, 2022, doi: <https://doi.org/10.56048/MQR20225.6.4.2022.368-395>
16. Ministerio de Transporte y Obras Públicas, «PUENTE SOBRE EL RÍO NAPO». MTO-Diseño y Elaboración de Contenido, 2012. [En línea]. Disponible en: https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2012/10/26-04-2012_ESPECIAL_PUENTE_NAPO_MegaConstruccion.pdf
17. C. G. D. Castro y Crithian Alexander Lucas Alay, «Protecciones laterales vehiculares en puentes del Cantón Manta. Aplicabilidad de las Normas AASHTO», Dominio Las Cienc. ISSN-E 2477-8818 Vol 5 No Extra 1 2019 Ejemplar Dedic. Espec. Noviembre 2019 Págs 587-601, vol. 5, n.o Extra 1, pp. 587-601, 2019, doi: <https://doi.org/10.23857/dc.v5i1.1062>
18. S. E. R. Gómez y M. A. O. Ojeda, «Factores de amortiguamiento para espectros de desplazamiento de sistemas con disipadores de energía histeréticos», n.o 105, pp. 31-58, 2021, doi: <https://doi.org/10.18867/ris.105.542>

19. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Guide Specification for Seismic Isolation Design, 3th ed. Washington, DC Estados Unidos, 2010.
20. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Peligro Sísmico, diseño sísmo resistente parte 4. en NEC-SE-DS. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2015. [En línea]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/5.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-4.pdf>
21. C. G. Delgado Castro, R. A. Rodríguez Rivas, y W. A. Vera Ávila, «Propuesta de puente aplicando el método de diseño AASHTO LRFD para la ciudad de Manta», Dominio Las Cienc. ISSN-E 2477-8818 Vol 4 No 3 2018 Págs 189-210, vol. 4, n.o 3, pp. 189-210, 2018, Accedido: 14 de marzo de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=6560204>
22. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 9th ed. Washington, DC Estados Unidos, 2020. [En línea]. Disponible en: https://www.academia.edu/84798146/LRFD_BRIDGE_DESIGN_SPECIFICATIONS
23. M. Mazzeo, R. Santoro, S. Sciutleri, y G. Ricciardi, «Inerter-based dissipation for vibration control of a cable-stayed bridge subjected to transverse seismic excitation», Eng. Struct., vol. 336, p. 120297, ago. 2025, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.120297>
24. Z. Guan, J. Li, y H. Qu, «Shake table test and numerical study on a capable and resilient lateral seismic isolation system for long-span cable-stayed bridges», Soil Dyn. Earthq. Eng., vol. 164, p. 107629, ene. 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107629>
25. J. Guo, M. Li, Y. Wu, Y. Xiao, y Z. Guan, «Experimental study on a cable-stayed bridge isolated with the combination of elastoplastic cables and fluid viscous dampers in the transverse direction», Eng. Struct., vol. 302, p. 117447, mar. 2024, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117447>