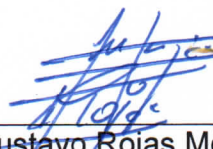


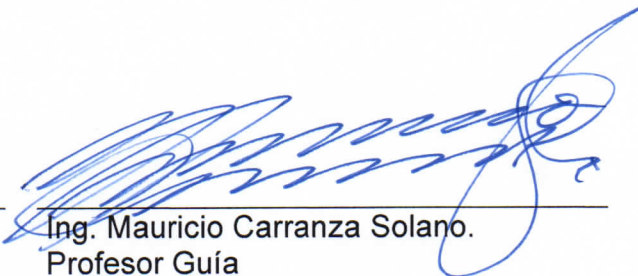
## CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Mauricio Carranza Solano, Ing. Giannina Ortiz Quesada, Ing. Ángel Navarro Mora, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



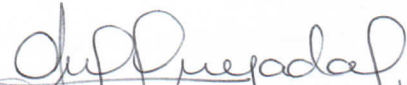
---

Ing. Gustavo Rojas Moya.  
Director




---

Ing. Mauricio Carranza Solano.  
Profesor Guía



---

Ing. Giannina Ortiz Quesada.  
Profesora Lectora



---

Ing. Ángel Navarro Mora.  
Profesor Observador

# Abstract

In the following document, a series of stages and procedures are going to be developed to analyze and compare the current and possible behavior of bridges to the effect of seismic excitations, through possible modifications in the current types of supports.

These analysis and comparisons are made by comparing the current high rigidities of the structures under study with respect to supports that through their hysteretic behavior allow changing those initial rigidities by large displacements that in the end are translated into structures very apt to diminish the possible effects of seismic accelerations.

The structures studied are the Sarapiquí bridge, located in Heredia and the Tres Amigos bridge located in Alajuela, both have different characteristics to seismic behavior due to their location. The first of the bridges due to its location close to a tectonic fault must make corrections for the construction of its design spectrum.

From this project, we obtain results of much consideration for behavior evaluation such as: accelerations, periods and displacements, as well as informational support for when a new structure of alternative types of more effective supports will be built.

As well as a verification of the current behavior of the structures, as this is not a very common custom so the behavior of works is unknown.

## Key Words:

Dynamic properties, isolated base, bridges, seismic protection

# Resumen

En el siguiente documento se desarrolla una serie de etapas y procedimientos para analizar y comparar los comportamientos, actuales y posibles, de los puentes ante el efecto de excitaciones sísmicas, mediante posibles modificaciones en los tipos de apoyos actuales.

Esto se realiza al comparar las altas rigideces actuales de las estructuras en estudio con respecto a apoyos que, mediante su comportamiento histerético, permiten cambiar esas rigideces iniciales por grandes desplazamientos que a la postre se traducen en estructuras muy aptas para disminuir los efectos posibles de aceleraciones sísmicas.

Las estructuras que se estudian son los puentes Sarapiquí ubicado en Heredia y el puente Tres Amigos, en Alajuela. Ambos presentan diferentes características ante comportamientos sísmicos debido a su emplazamiento. Al primero de los puentes, debido a su ubicación cercana a una falla tectónica, se le deben hacer correcciones, para la construcción de su espectro de diseño.

De este proyecto se obtienen resultados de mucha consideración para la evaluación del comportamiento tales como: aceleraciones, periodos y desplazamientos, así como sustento informativo de los tipos alternativos de apoyos más eficaces, para cuando se vaya a construir una nueva estructura.

También se verifica el comportamiento actual de las estructuras, pues esto no es una costumbre muy común; por lo que se desconoce el comportamiento de las obras.

## Palabras clave:

Propiedades dinámicas en puentes, aislación basal, puentes, protección sísmica

# **Comparación del comportamiento sismo-resistente en puentes viga simple de acero con uso de aisladores de base con y sin núcleo de plomo**

DIEGO ALONSO CHACÓN CALVO

Proyecto final de graduación para optar por el grado de  
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

30 agosto del 2017

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA  
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

# Contenido

Prefacio .....	1
Resumen ejecutivo.....	2
Introducción.....	5
Simbología .....	8
Metodología .....	22
Análisis de los resultados .....	80
Apéndices .....	103
Referencias .....	130

# Prefacio

El proyecto "Comparación del comportamiento sismo-resistente en puentes viga simple de acero con uso de aisladores de base con y sin núcleo de plomo" pretende poner en evidencia la importancia de que el país adopte una nueva filosofía de diseño que se oriente hacia la investigación y utilización de dispositivos que aporten a los puentes nacionales una mayor y mejor capacidad en su comportamiento en presencia de aceleraciones sísmicas.

Dada la limitada o casi inexistencia de normativas nacionales, así como metodologías constructivas y de diseño con aislación de base en puentes, se pretende con el presente trabajo dar un aporte al campo de la aislación sísmica en el país, demostrando los beneficios de estos mecanismos y destruir los mitos existentes acerca de la no funcionalidad o poca importancia que tiene la aislación basal en el país.

La importancia de este proyecto recae en el gran abandono que existe de la totalidad de los puentes del país; a los cuales no se les da el mantenimiento correcto en sus apoyos o no se tiene prácticamente información acerca de los planos de diseño. Costa Rica, al ser un país con alto potencial sísmico, es más vulnerable a que los puentes de las rutas nacionales colapsen en un evento sísmico. Por ello, con este proyecto se quiere demostrar los beneficios que tendría el país si se sustituyen los apoyos convencionales con aisladores de base, permitiendo un mejor comportamiento de los puentes y a la vez alargándoles la vida de funcionamiento.

Además, se pretende realizar una comparación entre la utilización de sistemas de aislación en los puentes y contribuir con la recolección de información base para la creación de un manual de diseño de estructuras de puentes con sistemas sismo-resistente, así como mostrar los beneficios que se pueden obtener en el país usando este tipo de filosofía de diseño. Se busca con este proyecto sentar una base para continuar con el

diseño y recopilación de información necesaria para la aplicación en diferentes tipos de puentes cada vez más complejos con metodologías de diseño más maduras en el país y no limitarse únicamente a puentes tipo viga simplemente apoyada.

El objetivo principal de este trabajo se basa en la recopilación de la información necesaria para implementar dos puentes con características representativas de los diferentes tipos de apoyos de aislación propuestos y comparar los resultados obtenidos con los que utilizan apoyos convencionales.

Se quiere agradecer a la Ingeniera Giannina Ortiz por su aporte y apoyo en el presente proyecto.

Un agradecimiento especial para el Ingeniero Miguel Peralta Salas, de la Oficina de Ingeniería del Tecnológico de Costa Rica, por su orientación, su constante asesoría y por ser la persona que me enseñó acerca del tema de la aislación sísmica.

Se agradece el aporte a la Ing. Katherine Vargas, así como hacer mención al equipo completo del departamento del Programa de Evaluación de Puentes por la ayuda brindada.

También, la participación del Ingeniero Mauricio Carranza Solano por su desempeño como profesor guía a lo largo del desarrollo del proyecto.

Finalmente a mis padres, que me dieron la oportunidad de estudiar la carrera que me apasiona y optar por ser licenciado como Ingeniero en Construcción, agradecer infinitamente por su arduo esfuerzo así como su apoyo incondicional y ser la base del cimiento de este profesional.

# Resumen ejecutivo

En el presente documento se detalla el proceso de comparación del comportamiento de dos estructuras con condiciones de apoyo diferentes, bajo el nombre "Comparación del comportamiento sismo-resistente en puentes viga simple de acero con uso de aisladores de base con y sin núcleo de plomo". Este documento aborda dos temas simultáneamente tratando de hacer una mezcla entre ambos, tanto los puentes existentes en Costa Rica como los sistemas de control sismo-resistente.

Tal y como se describe en el título, este proyecto busca adentrarse en el campo de los mecanismos de disipación de energía mediante la recopilación de información relevante del tema y análisis del comportamiento ante una excitación sísmica de dos puentes, con ayuda de modelos estructurales realistas de las condiciones por estudiar, con la finalidad de conocer comportamientos de diferentes estructuras en distintos tipos de emplazamientos, con la intención de alargar la vida útil de las estructuras, así como lograr una mejor predicción del comportamiento por esperar de un puente cuando este se vea sometido a una aceleración debida a un temblor o cualquier otro tipo de carga.

Entre los objetivos propuestos está determinar las propiedades dinámicas del puente según sus condiciones actuales. Esto se realiza con el fin de conocer el desenvolvimiento de las estructuras ante un sismo y las cargas actuales, y segundo para utilizar los resultados obtenidos como marco de comparación con apoyos que no sean los convencionales, para demostrar los beneficios de emplear sistemas mecánicos sismo-resistentes.

El objetivo principal de este proyecto es analizar y comparar el comportamiento dinámico de puentes con diferentes características geométricas ante una excitación sísmica, con el uso de aisladores sísmicos. Para la consecución de este objetivo se realizó un proceso de selección estadística para determinar los puentes más indicados. Posteriormente, se construyen modelos estructurales con el programa CSI BRIDGE y se analiza su comportamiento ante el efecto de cargas sísmicas.

Determinado el objetivo general del proyecto, así como la totalidad de los objetivos específicos, se procede a segmentar el proyecto en 5 etapas diferentes con la idea de explicar, analizar y justificar los resultados obtenidos de manera clara, ordenada y veraz.

Las 5 etapas que se determinaron para la realización del proyecto son: la selección de los puentes por estudiar utilizando la base de datos disponible; luego la determinación y justificación de las cargas por aplicar en las dos estructuras.

La tercera consiste en la determinación de las propiedades de los sistemas de aislación; en la que se hace una recopilación bibliográfica para el diseño de los apoyos y se realiza una metodología clara y lógica donde se detalla la manera de obtener las rigideces y características necesarias para estos.

En la cuarta etapa del proyecto se encuentra la construcción del modelo estructural de los dos puentes que se consideren mediante el programa CSI BRIDGE.

Finalmente como quinta y última se llega al análisis y comparación de resultados; etapa en la cual se hace una retroalimentación de los resultados obtenidos y se comparan entre ellos mismos y con respecto a aspectos de consideración en la bibliografía existente.

Tal cual se menciona en la literatura, el principio básico del aislamiento sísmico consiste fundamentalmente en apoyar la estructura sobre una base suficientemente flexible, que filtra las frecuencias altas del movimiento y alarga el periodo natural de la estructura. Si además, el aislador está equipado con un disipador de energía, como es el caso de los apoyos laminados con un elemento de plomo en el centro (LRB), la mayor parte de la energía se disipa en el elemento aislador-disipador en vez de hacerlo a través del daño estructural de los elementos que constituyen la estructura, lo que incrementa la eficiencia del sistema (Jara y Caras, 2002).

La primera etapa del proyecto se centra en la determinación de dos puentes que representen la mayoría de las características de los puentes sobre la ruta nacional. Para ello se emplean dos bases de datos; la primera proporcionada por el "Programa de Evaluación de Puentes" del Instituto Tecnológico de Costa Rica y la segunda por el "Sistema de Administración de Estructuras de Puentes" del Ministerio de Obras Públicas y Transportes. Con su ayuda se realizan los filtros estadísticos de los puentes y los remanentes se estudian a lo largo del proyecto. Los filtros se basan en características de materiales, geometría y partes constituyentes principalmente. Finalmente, los más representativos son el puente Sarapiquí ubicado en Heredia y el puente Tres Amigos ubicado en Alajuela.

La siguiente etapa del proyecto consiste en la determinación y cálculo de las cargas más importantes que deben ser consideradas en la estructura, de acuerdo con los códigos y normas relevantes, así como la consideración de ciertos factores. Para ello, las cargas se dividen principalmente en cargas móviles, cargas permanentes y sobrecarga permanente. Para el caso del puente Tres Amigos, la carga permanente se determina en 260.46 Ton y la carga total de la superestructura en 300.37 Ton. En el otro puente, la carga permanente corresponde a 568.04 Ton y la carga total de la estructura es de 668.65 Ton. En esta etapa se uniforma el uso de las cargas móviles y se decide el uso de camiones de diseño AASHTO HL-93, en vez de los que se menciona en los planos de diseño de cada puente. Las longitudes de los puentes en estudio son 48.50 m para el puente sobre el Río Tres Amigos, mientras que para el

puente sobre el Río Sarapiquí tiene una longitud total de 99.6 m.

La tercera etapa es la fase más relevante del diseño ya que en ella se pretende dar a conocer los beneficios de emplear apoyos distintos a los convencionales que se utilizan en la actualidad en la mayoría de los puentes. Para ello se construyen ciclos iterativos tanto para apoyos elastoméricos como para apoyos con núcleo de plomo, con la intención de "calibrar" las rigideces propias de cada uno para cumplir con un periodo meta asignado arbitrariamente, así como ajustar las propiedades de amortiguamiento del sistema global para que la aceleración debido al sitio se reduzca por el incremento de los periodos y desplazamientos.

Para ambos puentes se hizo un análisis dinámico modal de cada uno de los tres apoyos con la intención de comparar los comportamientos más relevantes. Para el caso de los apoyos elastoméricos, se toma el comportamiento del sistema como lineal, donde el parámetro de mayor importancia es la rigidez horizontal aportada por el neopreno y el segundo, la rigidez vertical asumida por las láminas superiores e inferiores de acero. Las placas intermedias de acero sirven para dar una mayor estabilidad a la vez que aportan a la rigidez vertical. Y para el caso de los apoyos convencionales se asume que son elementos infinitamente rígidos.

En el caso de los apoyos con núcleo de plomo, el comportamiento del sistema es bilineal, eso quiere decir que es un trabajo complementario para disipar la energía del sismo tanto entre el neopreno como del plomo y adicionalmente deben de ser consideradas 3 rigideces diferentes: la elástica, pos-elástica y la rigidez efectiva del sistema.

La cuarta etapa del proyecto consiste en la creación de los modelos estructurales con base en el programa CSI BRIDGE. Se realizan con base en planos e informes obtenidos en la primera etapa. Aquí se verifica que el modelo estructural sea válido y consistente. Si existe una diferencia menor al 5% entre las cargas calculadas y las emitidas por el modelo se asume como aceptado (Peralta, M, 2017). Para el puente Tres Amigos la diferencia fue de 0.33%, mientras que para el Sarapiquí fue de 0.06%. Posteriormente se crean 3 modelos por puente, cada uno de ellos con diferentes tipos de apoyos.

La última etapa es el análisis y comparación de los resultados obtenidos mediante el modelo estructural y de manera manual. Se determina entonces que para el caso del puente Tres Amigos, cuando se emplean apoyos elastoméricos, el periodo propuesto es de 2.00 s, el periodo determinado por iteración manual es de 1.996 s y el determinado por el modelo es de 2.019 s. El aumento del periodo debido a la histéresis de los apoyos significa una reducción en la afectación de la aceleración sísmica. Para el primer modo de vibración se obtuvo la reducción más alta de la afectación por la aceleración sísmica con un 66.19% con respecto de las condiciones iniciales. El desplazamiento más alto fue de 25.30 cm, mientras que en todos los modos de vibración, los desplazamientos de la estructura fueron mayores a 24 cm.

En el caso del estudio realizado sobre el puente Sarapiquí, los resultados obtenidos fueron: periodo fundamental impuesto de 2,45, periodo obtenido con iteración manual de 2,44 s y primer periodo obtenido por el modelo estructural de 2.538 s. El modo donde se encuentra la mayor reducción de la pseudo-aceleración es el segundo con un 48.58% con respecto a la estructura con los apoyos convencionales. El desplazamiento más grande se da en el primer modo de vibración con 36.36 cm.

Para el caso de análisis sobre el puente Tres Amigos con apoyos LRB, se obtuvo un periodo con iteración manual de 1.998 s, mientras que con CSI BRIDGE un periodo de 1.755 s, el periodo impuesto fue de 2.00 s. La reducción más grande de la pseudo-aceleración es de 66.34% y un desplazamiento máximo de 16.49 cm, todo esto en el primer modo de vibración de la estructura.

Finalmente en la implementación de los apoyos LBR en el puente Sarapiquí se obtuvo periodos con el modelo estructural de 2.39 s; el periodo obtenido mediante la interpolación manual es de 2.39 s y el que se propuso alcanzar es de 2.45 s. El desplazamiento máximo alcanzado por la estructura es de 25.72 cm, esto se traduce a que la estructura logra una reducción en la pseudo-aceleración de 56.89% con respecto a una estructura ubicada en el mismo sitio pero con apoyos muy rígidos como es el caso de los apoyos convencionales.

La mayor importancia a la que se llega con el documento "Comparación del comportamiento sismo-resistente en puentes viga simple de acero con el uso de aisladores de base con y sin núcleo de plomo", es justificar la importancia de emplear metodologías alternativas a las que se usan en la actualidad para minimizar los efectos en las estructuras de los puentes. La tendencia actual es emplear apoyos muy rígidos en las estructuras con la intención de dañar algunos elementos para reducir los efectos de las aceleraciones; sin embargo, esto significa daños parciales o totales en la estructura. También se considera de suma importancia para este proyecto el estudio cuantitativo y cualitativo de las estructuras que permite conocer el comportamiento actual de los puentes y cómo estas mismas estructuras con un correcto diseño pueden ver reducidas las afectaciones debido a las aceleraciones.



# Introducción

Costa Rica, debido a su ubicación territorial sobre las placas tectónicas del Coco y Caribe, es un país con alta incidencia sísmica lo cual hace que todas las estructuras sean muy susceptibles a afectaciones por las aceleraciones debidas a los temblores.

Actualmente se estima que en Costa Rica existen más de 8000 puentes, en todas las rutas del país, a los cuales no se les da el mantenimiento adecuado, ya sea por falta de conocimiento o de información de diseño. Esto incrementa la posibilidad de colapsos debido a fuerzas sísmicas ante un eventual sismo, lo que se traduce en pérdidas económicas y desarrollo de la población. Por ello, es necesario conocer y profundizar en el tema de sismicidad, acerca de los beneficios de las técnicas de protección antisísmica que se les puede dar a los puentes, con la intención de recopilar información relevante para mejorar diseños sismo-resistente y además alargar la vida en servicio de las estructuras.

Durante las últimas décadas se han creado nuevas líneas de diseño que se han enfocado en el concepto de aislación sísmica, considerándola como una gran alternativa en el diseño sismorresistente de puentes, especialmente en aquellos casos en que se busca mantener la integridad de la estructura pos-temblor y la seguridad de los usuarios.

En el presente proyecto se ha propuesto como objetivo principal el análisis dinámico de las estructuras de los puentes de acero ante efectos de sismos, con la intención de demostrar una mejoría en el comportamiento debido al desplazamiento adicional ocasionado por elementos mecánicos de aislación entre la subestructura y la superestructura; diferente al enfoque convencional en el que se pretende mejorar la capacidad de disipar energía de la estructura mediante el daño de los elementos que la conforman tales como las pilas de los puentes.

Se pretende demostrar la importancia que cobra la evaluación del análisis sísmico para determinar el nivel del riesgo asociado con la pérdida de funcionalidad de la estructura, daños severos o colapsos. Finalmente se espera llegar a poder cuantificar el riesgo y tomar decisiones para rehabilitar o reemplazar estructuras de puentes dependiendo de su estado en general. Parte de la intención de este proyecto es demostrar la importancia de hacer análisis dinámicos a los puentes nacionales para recabar información de su estado actual.

Se establecen diversas etapas por seguir para la consecución del proyecto. Se inicia con la selección de los puentes adecuados para el estudio del impacto sísmico.

Esta se realiza con base en los 812 puentes inventariados en las bases de datos existentes en el departamento de Puentes "EBRIDGE", así como también en el Sistema de Administración de Estructuras de Puentes (SAEP), recopilados hasta noviembre del 2016.

Definidos dos tipos de puentes de acero, se procede con base en consultas, planos existentes y bibliografías referenciadas, a la determinación de todos los tipos de cargas relevantes, tanto permanentes como temporales dinámicas, junto con los factores relevantes aplicados a los puentes y demás consideraciones.

Así mismo, se construyen los espectros de diseño de cada tipo de puente dependiendo de su emplazamiento, de acuerdo con los "Lineamientos del Diseño Sismorresistente para Puentes" para la realización de un análisis de la estructural mediante el método Modal Espectral.

Concluida la selección de los puentes, la determinación de cargas y de las propiedades de los diferentes tipos de aislación sísmica que se van a utilizar, se procede a la modelación en tres dimensiones mediante el programa CSI BRIDGE para apegarse a la realidad de los dos puentes seleccionados y obtener la propiedades

dinámicas existentes. Se hace énfasis en que la etapa de modelación de los puentes no se da con la intención de dimensionar o modificar los elementos estructurales de los puentes, sino más bien de comparar el comportamiento de la misma estructura con aislación sísmica y sin ella. Las dimensiones que se introducen al programa son las reales de la estructura, obtenidas mediante los planos existentes.

Después de terminados los modelos de los puentes de acero, se busca hacer las comparaciones de un puente con apoyos aisladores con respecto a apoyos convencionales que están presentes en casi la totalidad de los puentes del país. Finalmente se busca tratar de obtener una relación o tendencia que exista en las estructuras en su comportamiento dinámico, expresado en figuras y gráficos para una mejor comprensión.

Como antecedentes del presente trabajo no hay otras investigaciones de temas de aislación sísmica aplicadas a puentes, salvo el proyecto de graduación del Ing. Roberto Cubillo Álvarez dirigido por el Ing. Miguel Peralta Salas M.Sc. llamado "Comparación de las Propiedades Elásticas Dinámicas para Edificios Tipo Marco con Base Fija y Base Aislada: Caso concreto Reforzado", el cual se utilizó como referencia para el presente proyecto; sin embargo, como su nombre lo menciona no aborda el tema en la aplicación a puentes, pero sí profundiza en el tema de aislación de base. Es por ello que muchos de los procedimientos y etapas hechas en el presente proyecto no han sido completamente estudiados dentro de proyectos de graduación de la universidad y tampoco han sido aplicados a los puentes.

A pesar de la gran cantidad de puentes inventariados por el Ministerio de Obras Públicas y Transportes, el enfoque de este trabajo se limita a los tipo viga simple de acero con una cierta cantidad de tramos, por lo que sería de suma importancia analizar el comportamiento que se genere con otro material que no fuera acero como material constituyente de sus elementos principales, así como el estudio de otro tipo de superestructura que no fuera el puente de tipo viga simple y con diferentes longitudes para buscar distintos parámetros y predecir comportamientos de las estructuras ante todo tipo de cargas. Las principales limitantes del proyecto son la falta de acceso a los informes de estado y a la información estructural de los planos de los

puentes actuales; la falta de información completa del tránsito diario del puente; así como la también lo limitado que es el código nacional de puentes del país.

# Objetivos

## General

1. Analizar y comparar el comportamiento dinámico de puentes con diferentes características geométricas, ante una excitación sísmica, con el uso de aisladores sísmicos.

## Específicos

1. Determinar dos puentes representativos existentes en el país, de tipo viga de acero, para el estudio de la aislación sísmica en los mismos.
2. Realizar un modelo mediante CSI BRIDGE de dos puentes con aislación sísmica y sin ella, con diferentes propiedades geométricas de cada uno.
3. Determinar el comportamiento dinámico de apoyos con núcleo de plomo (LRB)
4. Determinar el comportamiento dinámico de apoyos elastoméricos sin núcleo de plomo (RB).
5. Determinar las propiedades dinámicas del puente con las condiciones actuales.
6. Generar los espectros de diseño de los lugares donde se encuentran ubicados los puentes actualmente, de acuerdo con las condiciones existentes.

# Simbología

$\beta$ =Amortiguamiento efectivo  
 $\sigma_s$ = Esfuerzo a compresión del apoyo  
 $\varepsilon_{int}$ = Deformación por compresión  
 $\varnothing_p$ = Diámetro del plomo  
 $\gamma$ = Deformación por cortante  
 $\omega$ = Frecuencia de la estructura  
 $A_{req}$ = Área requerida con las condiciones iniciales  
 $A_{prop}$ = Área propuesta por diseño  
 $B_d$ = Coeficiente de amortiguamiento efectivo  
 $C_a$ = Coeficiente sísmico espectral a corto plazo  
 $C_v$ = Coeficiente sísmico espectral a largo plazo  
 $D_d$ = Desplazamiento de diseño  
 $D_y$ = Desplazamiento por fluencia  
 $e_a$ =Número de capas de elastómero  
EDC= Energía de disipación por ciclo histerético  
 $F_y$ = Fluencia del plomo  
G= Módulo de corte del neopreno  
HRB= High Rubber Bearing  
 $H_t$ = Espesor total del elastómero  
 $h_{re}$ = Espesor de cobertura del elastómero  
 $H_{ri}$ = Espesor de una lámina de caucho  
 $h_{rl}$ = Espesor lateral de cobertura de elastómero  
 $K_d$ = Rigidez pos-elástica  
 $K_{eff}$ = Rigidez efectiva  
 $K_e$ = Rigidez elástica  
 $K_H$ =Rigidez horizontal  
 $K_v$ = Rigidez vertical  
LRB= Lead Rubber Bearing  
 $Q_d$ = Fuerza característica  
 $Q_{d, recalcuado}$ = Fuerza característica luego de iteración  
 $n_h$ = Número de láminas de caucho  
RB: Rubber Bearing  
S=Factor de forma  
 $S_a$ = Pseudo-aceleración.  
 $S_{a, max}$ = Pseudo-aceleración máxima.  
 $S_{d1}$ = Pseudo-aceleración en un espectro de diseño con 5% de amortiguamiento al primer segundo  
 $T_0$ = Período bajo donde el valor espectral es igual a la aceleración efectiva  
 $T_a$ = Período de control en el espectro inicial  
 $T_{a,fc}$ = Período de control en el espectro inicial para falla cercana

$T_d$ = Período de estructura propuesto  
 $T_{d, recalcuado}$ = Periodo de la estructura luego de la iteración  
 $T_s$ = Período de control en el espectro final  
 $T_{s, fc}$ = Período de control en el espectro final para falla cercana.

# Marco teórico

Seguidamente se presenta una serie de conceptos necesarios para una mejor comprensión de la investigación "Comparación del comportamiento sismo-resistente en puentes tipo viga de acero con la implementación de aisladores de base con y sin núcleo de plomo".

## Factores y combinaciones de carga

Según mencionan las especificaciones LRFD de la AASHTO, en el momento en que se haga un diseño de un puente, se debe determinar las cargas que serán aplicadas a la estructura. Sin embargo, debe hacerse hincapié en que las combinaciones de carga, así como los factores no son los mismos que se dan en otro tipo de estructuras como las edificaciones verticales, tal como se ejemplifica en la Ec(1). Por ello, se han establecido formas diferentes de considerar las cargas a las que se ven sometidos los puentes. A continuación se presentan las combinaciones de carga propuestas:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i \quad \text{Ec(1.0)}$$

$\eta_i$  = Factor de carga debido a ductilidad y clasificación de operación;

$Q_i$  = Efecto de cargas especificadas;

$\gamma_i$  = Factores de mayorización.

Seguidamente se detallan los tipos de combinaciones propuestas por el AASHTO mediante el método LRFD:

**Resistencia I:** combinación básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

**Resistencia II:** combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especial, especificados por el propietario, de circulación restringida, sin viento.

**Resistencia III:** combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos con velocidades superiores a 90 km/h.

**Resistencia IV:** combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas de solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y por la sobrecargas

**Resistencia V:** combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

**Evento Extremo I:** combinación de cargas que incluye sismos.

**Evento Extremo II:** combinación de cargas que incluye cargas de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos.

**Servicio I:** combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.

**Servicio II:** combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

**Servicio III:** combinación de cargas relacionadas exclusivamente con la tracción en

superestructuras de concreto pretensado, cuyo objetivo es controlar las posibles fisuras.

*Servicio IV:* combinación de cargas relacionadas exclusivamente con la tracción en subestructuras de concreto pretensado, cuyo objetivo es controlar las posibles fisuras.

*Fatiga I:* combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la vida de fatiga infinita por carga inducida. El concepto de vida de fatiga infinita es usado en puentes con alto volumen de tráfico.

*Fatiga II:* combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la vida de fatiga finita por carga inducida. El concepto de vida de fatiga es usado en puentes con volumen de tráfico bajo.

## Nomenclatura de cargas

### Cargas permanentes

- DC: peso propio de los componentes estructurales y accesorios
- DW: peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones de servicios públicos
- EH: Empuje Horizontal del suelo
- EV: Empuje Vertical del peso del suelo de relleno

### Cargas transitorias

- BR: fuerza de frenado de los vehículos
- EQ: sismo
- IM: incremento por carga vehicular dinámica
- LL: sobrecarga vehicular
- PL: sobrecarga peatonal

### Sobrecarga vehicular de diseño

Este tipo de carga tiene que ver con la fluencia de cargas móviles aplicadas, ya sea de carros, camiones o peatones. Dentro de las cargas debido a vehículos se distinguen 3 tipos:

- Camión de diseño HL-93. El modelo será tal como se muestra en la figura 1, la separación entre los ejes traseros será variable dependiendo de consideraciones extremas.

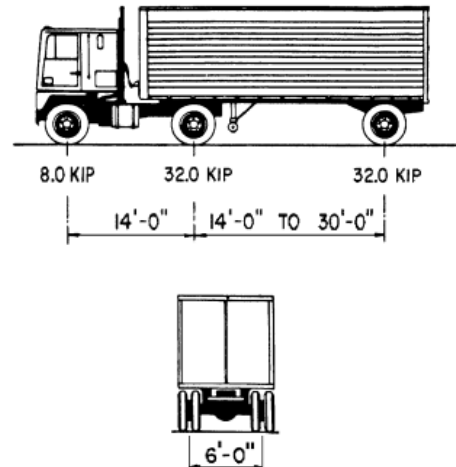


Figura 1. Peso y separación de ejes del camión de diseño. Fuente: AASHTO LRFD Bridge design specifications

- Camión Tándem de diseño: el modelo será tal como se muestra en la figura 2.

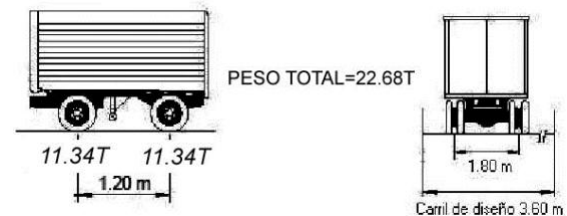


Figura 2. Separación transversal de ruedas. Fuente: AASHTO LRFD Bridge design specifications

- Línea de diseño: se representa como una carga longitudinal uniforme de 952.4 kg/m (0.64 klf), transversalmente se especifica este en un ancho de 10 ft o 3000 mm.

### Factor de presencia múltiple (m)

Es un factor que se aplica para hacer la consideración extrema de presencia de uno o más vehículos de diseño simultáneamente dentro del carril de diseño; en caso que el puente tenga afluencia considerable se puede considerar la carga peatonal como un carril ocupado.

## Carga peatonal

Consiste en una carga por unidad de área de 0.075 ksf aproximadamente 0.037 kg/cm<sup>2</sup>, esta carga se debe de considerar cuando el ancho de la acera sobrepase los 60cm y junto con la sobrecarga vehicular.

## Incremento por carga dinámica (IM)

Es un factor que aplica un porcentaje a las cargas estáticas ocasionadas por el tándem o el camión de diseño. Representa el impacto que generan las ruedas en movimiento al golpear contra la superficie de ruedo debido a sus irregularidades. Las cargas debido a frenado, centrífugas, peatonales y carga del carril de diseño no consideran este tipo de factor en su cálculo. El cálculo del factor Incremento por carga dinámica se hace de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\text{Factor Carga Dinámica} = 1 + IM/100 \quad \text{Ec(2.0)}$$

## Fuerza de frenado: BR

Es una fuerza que se origina de una fracción del peso de un vehículo suponiendo que este sufre de desaceleraciones uniformes. Este factor se debe de aplicar a todos los carriles de diseño debido a que se parte del hecho de que siempre van a estar en uso. Las fuerzas de frenado se deben tomar como la mayor magnitud de:

- 25% de los pesos por eje del camión de diseño o tándem diseño
- 5% del camión de diseño o tándem de diseño, más la carga del carril de diseño

Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 6ft o 1800mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar sollicitaciones extremas. (AASHTO, 2012).

## Carga de fatiga

Es una carga adicional debido a las aplicaciones de fuerzas constantes a través del tiempo, generada principalmente por los vehículos. Será la aplicación de un vehículo de diseño, con una separación entre los ejes traseros de 9000mm. Se le debe hacer la consideración del incremento por carga dinámica. La frecuencia se toma como el tráfico medio diario de camiones de un solo carril.

## Zonificación sísmica

Se establece como la división de una región de tamaño definido en las que cada una de las secciones tenga un comportamiento similar durante una actividad sísmica, así como también que compartan características propias del terreno con la intención del diseño sísmico. Esto, con base en el tamaño del terreno en estudio, condiciones geográficas, rigidez de los materiales y la distribución por densidades urbanas.

En Costa Rica se hace una representación gráfica del territorio nacional y se obtienen 3 zonas a lo largo del país denominadas zona II, III y IV, cada una con una aceleración pico efectiva propia (0.24, 0.36 y 0.48), expresadas como una fracción de la gravedad. En la figura 3 se muestra la zonificación sísmica, empleada por el "Código Sísmico 2010", así como por los "Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes".

### Zona II

La aceleración pico efectiva en roca (sitio de cimentación  $S_1$ ) es de 0.24g.

Comprende la Vertiente norte y Caribe norte, conocidas como las llanuras de San Carlos y Tortuguero. Las cuencas desaguan de la cordillera de Guanacaste hacia el lago de Nicaragua, o de las cordilleras de Tilarán y Volcánica Central hacia el río San Juan o hacia el mar Caribe en el noroeste del país. (Comentarios a los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes, 2014).

### Zona III

La aceleración pico efectiva en roca (sitio de cimentación  $S_1$ ) es de 0.36g.

Comprende el sector Pacífico de la cordillera de Guanacaste y la totalidad de las cordilleras de Tilarán, Volcánica Central y Talamanca, así como las áreas de los valles del Tempisque, Central, de los Santos y de El General-Coto Brus; el sector oriental del golfo de Nicoya y toda la vertiente del Caribe central y sur. (Comentarios a los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes, 2014).

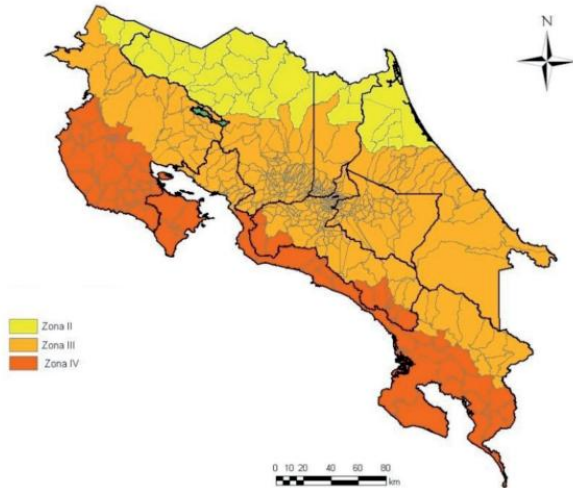


Figura 2.1. Zonas de amenaza sísmica

Figura 3. Zonificación Sísmica de Costa Rica  
Fuente: Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes.

### Zona IV

La Aceleración pico efectiva en roca (sitio de cimentación  $S_1$ ) es de 0.48g.

Comprende las áreas peninsulares del Pacífico Costarricense (Nicoya, Osa y Burica, excepto Descarte y Santa Elena) y los promontorios de Herradura y Quepos. Asimismo, las áreas de las filas paralelas a la costa, de la desembocadura del río Tárcoles hacia el sureste. (Comentarios a los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes, 2014).

## Tipos de sitio de cimentación

El tipo de suelo es uno de los parámetros usados para el diseño, el cual clasifica los sitios de cimentación empleados de acuerdo con su capacidad de transmitir la onda cortante en los primeros 30 metros desde la superficie ( $V_s$ ).

Para el emplazamiento de bastiones y pilas, se clasifican los sitios en 5 tipos diferentes de suelos conocidos como:  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$ ,  $S_4$  y  $S_5$ . Este último tipo suelo necesita un análisis dinámico que indique su comportamiento de amplificación de la sacudida sísmica.

La clasificación del tipo del sitio se señala en las siguientes tablas:

Tabla 1. Clasificación del tipo de suelo con base en la capacidad de transmisión de onda cortante

Sitio geotécnico de cimentación	Perfil estratigráfico	Velocidad de onda cortante promedio ponderada en los 30 m superficiales ( $\bar{V}_s$ )
$S_1$	Roca	760 m/s < ( $\bar{V}_s$ )
$S_2$	Suelo muy denso y roca suave	360 m/s < ( $\bar{V}_s$ ) ≤ 760 m/s
$S_3$	Suelo rígido	180 m/s < ( $\bar{V}_s$ ) ≤ 360 m/s
$S_4$	Suelo suave	( $\bar{V}_s$ ) < 180 m/s
$S_5$	Sitios que requieren de una evaluación específica de la respuesta sísmica según la investigación preliminar	
$\bar{V}_s$ = velocidad de onda cortante promedio ponderada para los 30 m superiores del perfil de suelo como está definida en el inciso 2.3.2		

Fuente: Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes, 2014

Tabla 2. Clasificación del tipo de suelo con base en la resistencia del medio

Sitio geotécnico de cimentación	Número de golpes de la prueba SPT, promedio ponderado de los 30 m superficiales (N)	Resistencia al corte no drenada, promedio ponderado de los 30 m superficiales ( $\bar{s}_u$ )
$S_2$	50 ≤ (N)	100 kPa < ( $\bar{s}_u$ )
$S_3$	15 ≤ (N) < 50	50 kPa < ( $\bar{s}_u$ ) ≤ 100 kPa
$S_4$	(N) < 15	( $\bar{s}_u$ ) ≤ 50 kPa
$S_5$	Cualquier perfil con estratos de turba o suelo altamente orgánico con espesor mayor de 3.0 m, arcilla de plasticidad muy alta (IP>75) con espesor mayor de 7.5 m o arcilla suave o de mediana rigidez con espesor mayor de 30 m	

Fuente: Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes, 2014

N = Número de golpes por cada 300mm de la prueba de penetración estándar, promediado y ponderado para los 30 m superiores del perfil de suelo, corregido por eficiencia.

$S_u$  = Resistencia al corte no drenada en kPa promediada y ponderada para los 30 m superiores del perfil de suelo

IP = Índice de plasticidad.

## Espectro de diseño, procedimiento general

Se define como una herramienta de representación gráfica de la respuesta expresada como la aceleración ocasionada por una actividad



dinámica como un sismo. Se compone de coordenadas compuestas de una variable del período en el eje de las "X" y de una aceleración determinada en el eje "Y" para diferentes factores de amortiguamiento.

En Costa Rica, para el uso de los suelos de tipo  $S_1$  a  $S_4$  los espectros de diseño en puentes deben de construirse de acuerdo con los parámetros del cuadro 1, el cual muestra una relación de posibles valores de pseudo-aceleración con respecto a diferentes intervalos de periodos del espectro.

CUADRO 1. PARÁMETROS DE CONSTRUCCIÓN ESPECTRAL		
CONDICIÓN	PSEUDO ACELERACIÓN	Ecuaciones
$T_o \leq T < T_a$	$S_a = \frac{(1.5 * C_a) * T}{T_a - T_o} + C_a$	Ec (2.0)
$T_a \leq T < T_s$	$S_a = 2.5 * C_a$	Ec (3.0)
$T_s \leq T < T$	$S_a = \frac{C_v}{T}$	Ec (4.0)

Realizado con Microsoft Excel

$S_a =$  Forma espectral de pseudoaceleración expresada como fracción de  $g$ .

$C_a$  y  $C_v =$  Coeficientes sísmicos espectrales, para los períodos corto y largo, respectivamente.  $C_a$  corresponde a la aceleración pico efectiva expresada como fracción de  $g$ .

$T =$  Período Fundamental de vibración del puente en la dirección considerada (segundos).

$T_o =$  Período bajo donde el valor espectral es igual a la aceleración efectiva ( $= 0.01$  segundos).

$T_a =$  Período de control en el espectro  $= 0.2 * T_s$  (en segundos).

$T_s =$  Período de control en el espectro  $= C_v / (2.5 * C_a)$  (en segundos).

### Efectos de amplificación espectral por presencia cercana de una falla

En Costa Rica por ser un país altamente sísmico, a los puentes que se colocan cerca de alguna falla sísmica (a menos de 5 km) se les deben de hacer modificaciones a las aceleraciones resultantes en la construcción de los espectros de respuesta debido a un factor de amplificación sísmica. En el Cuadro 2 se muestran las modificaciones para el cálculo de los parámetros de las pseudo-aceleraciones dependiendo de los diferentes intervalos de periodos, los cuales son los siguientes:

- Para períodos cortos, 1.2
- Para períodos intermedios, 1.5
- Para períodos largos, 2.0

Esto ocurre por el hecho de que se considera que al estar el puente colocado tan cerca de una falla, la magnitud de las ondas sísmicas pueden alcanzar los 6.5  $M_w$  o mayor. En la figura 4 se muestra las zonas del país en las cuales se puede generar un sismo de 6.5  $M_w$  de magnitud o superior.

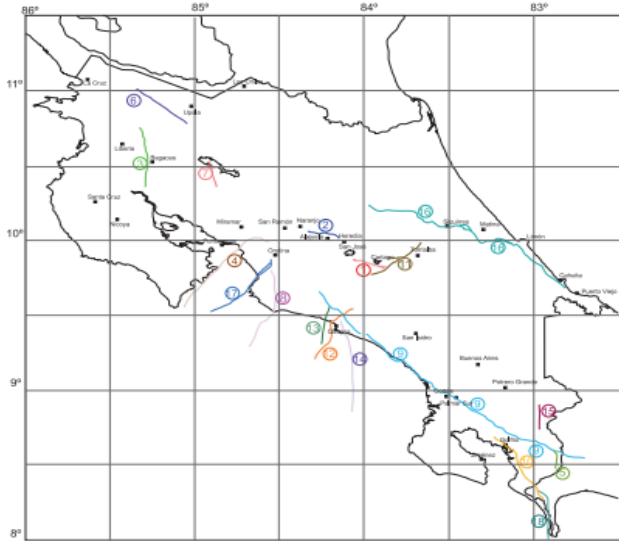


Figura 4. Fallas activas de gran potencial  
Fuente: Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes

CUADRO 2. PARÁMETROS DE AMPLIFICACIÓN ESPECTRAL		
CONDICIÓN	PSEUDO ACELERACIÓN	Ecuaciones
$T_o \leq T < T_{a,fc}$	$S_a = \frac{(1.8 * C_a) * T}{T_a - T_o} + 1.2 * C_a$	Ec (5.0)
$T_{a,fc} \leq T < T_{s,fc}$	$S_a = 3.0 * C_a$	Ec (6.0)
$T_{s,fc} \leq T < T_L$	$S_a = 1.5 * \frac{C_v}{T}$	Ec (7.0)
$T_L \leq T$	$S_a = 1.5 * \frac{C_v}{T^{0.735}}$	Ec (8.0)

Realizado con Microsoft Excel

$T_{a,fc} =$  Período de control en el espectro para falla cercana =  $0.2 * T_{s,fc}$

$T_{s,fc} =$  Período de control en el espectro para falla cercana =  $C_v / (2.0 * C_a)$

$T_L =$  Período de control en el espectro (segundos).

= 1.0 segundo, para sitios de cimentación  $S_1$ ,  $S_2$  y  $S_3$ .

=  $\exp (\ln (C_v / 2.0 * C_a) / 0.735)$

## Apoyos convencionales

Son elementos estructurales conformados en su mayoría por acero, los cuales tienen la función de hacer un conexión entre la interfaz de la superestructura y la subestructura. Estos elementos mecánicos son anexados al puente permitiendo o limitando las condiciones de

rotación y traslación de las vigas de acuerdo con las consideraciones que haya tomado el diseñador. Se les encuentra en diferentes tipos, los más básicos son apoyos expansivos, rígidos, fijos y combinados, entre otros.

En las figuras 5, 6 y 7 se ilustran algunos tipos de apoyos convencionales en el país.

## Estrategias para el diseño de sistemas sismorresistentes

### Tipo 3

Según el Lineamiento para Diseño Sismorresistente para Puentes, las estructuras tipo III presentan el uso de dispositivos disipadores sísmicos y aisladores de energía, los cuales funcionan en la unión entre la superestructura y subestructura. Debido a su diseño evitan tener que usar

rótulas plásticas; además trabajan con rangos de amortiguamiento superiores al 5%.



Figura 5. Apoyo Tipo Fijo  
Fuente: Propia. Inspección de puente realizada



Figura 6. Apoyo Expansivo Tipo Balancín  
Fuente: Propia. Inspección de puente realizada.



Figura 7. Apoyo combinado (Traslación).  
Fuente: Propia. Realizado en inspección de puente

## Sistema de control estructural

Son sistemas alternos al enfoque convencional de modificaciones de masa, rigidez o geometría de elementos para reducir fuerzas de inercia y desplazamientos confiando en la ductilidad de una estructura. Se enfocan en aumentar las propiedades de disipación de energía mejorando las propiedades dinámicas de la estructura con base en los sistemas pasivos, activos e híbridos .

En la figura 8 se detalla los tipos existentes de Sistemas de control estructural, con énfasis en el tipo pasivo.

### Sistemas pasivos

Son dispositivos mecánicos enfocados a reducir la fuerza sísmica al disipar energía a través de calor. Un adecuado uso de sistemas de control pasivos conlleva a estructuras con comportamientos elásticos que evitan disipar energía mediante daños de elementos estructurales. El funcionamiento de este tipo de sistemas se da con la disipación de la energía sísmica inelástica de los diferentes tipos de apoyos. A esta categoría corresponden los sistemas de aislación sísmica de base y disipadores de energía. En la figura 9, se presenta de forma simplificada las características

de linealidad de los sistemas de aislamiento más comunes.

## Periodo

Se define como el tiempo necesario que requiere una estructura para recorrer un ciclo completo de vibración.

## Frecuencia

Es el número de vibraciones hechas por una estructura por unidad de tiempo. Es además el inverso del periodo.

## Aislamiento basal

El aislamiento sísmico consiste fundamentalmente en apoyar la estructura sobre una base suficientemente flexible que filtra las

frecuencias del movimiento y alarga el período natural de vibración de la estructura. (Jara y Casas, 2002)

## Amortiguamiento efectivo

Se refiere a la magnitud del amortiguamiento viscoso correspondiente a la energía disipada como respuesta de los desplazamientos máximos cíclicos del centro de la estructura aislada.

## Rigidez efectiva

Es la magnitud de la fuerza que se obtiene en el instante en que se produce el desplazamiento lateral máximo en el sistema de aislamiento, dividida entre el desplazamiento lateral máximo.



Figura 8. Tipos de Sistema de Control Estructural.  
Fuente: Elaboración Propia. Realizado mediante Microsoft Excel

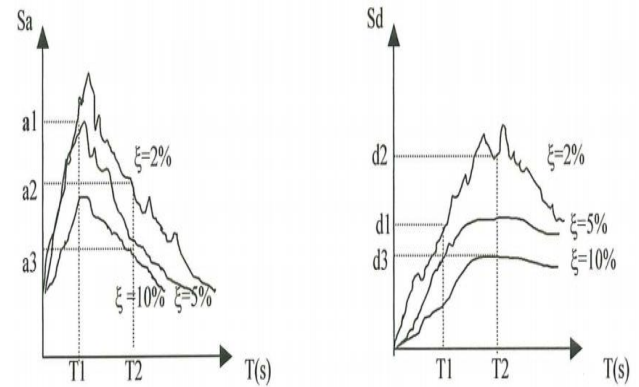
Sistema de aislamiento	Fuerza	Amortiguamiento
Apoyo laminado (RB)	Lineal	Lineal
Apoyo laminado con núcleo de plomo (LRB)	No lineal	No lineal
Apoyo de hule de alto amortiguamiento (HDR)	No lineal	No lineal
Amortiguador por extrusión de plomo (LED)		No lineal
Péndulo de fricción	Lineal	Depende del disipador
Amortiguadores metálicos (MD)	No lineal	No lineal

Figura 9. Características del comportamiento de los sistemas de aislamiento más comunes

Fuente: Criterio de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía.

La aislación se puede considerar como el diseño para disminuir o evitar la entrada de la energía sísmica a las fundaciones de la estructura. Esto ocurre principalmente de las siguientes maneras:

- ✚ Uno de los objetivos del aislamiento sísmico es desplazar la frecuencia fundamental de una estructura lejos de las frecuencias dominantes del movimiento sísmico del suelo y frecuencias fundamentales de la superestructura de base fija para reducir las aceleraciones de tierra que actúan sobre la estructura.
- ✚ A través de una limitación de las fuerzas transmitidas a la fundación. Una alta capacidad de amortiguamiento de los aisladores permite controlar y reducir los desplazamientos relativos (Aguilar, Almazán, Dechent y Suárez, 2008).



(a) espectro de aceleraciones

(b) espectro de desplazamientos

(1) Estructura sin aislar (2) Estructura con aislador (3) Estructura con aislador - disipador

Figura 10. Respuesta para un sistema sin aisladores y con aisladores.

Fuente: Criterio de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía.

En la figura 10 se ejemplifican los efectos de la aislación basal, en la que se pueden observar cómo las aceleraciones y los desplazamientos tienen una relación directa con los períodos en los que se encuentra la estructura en el momento del sismo. En la figura 11 se detalla el esquema básico de los principales componentes de un puente junto con la implementación de los aisladores sísmicos.

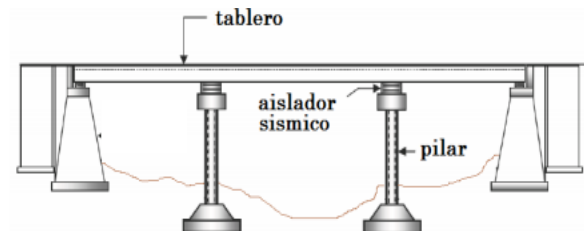


Figura 11. Esquema de Puente Aislado sísmicamente.

Fuente: Implementación de aisladores sísmicos y disipadores de energía en Puentes de Japón.

Un sistema de aislamiento debe proporcionar flexibilidad, una fuerza de recuperación, capacidad de carga vertical y disipación de energía. En el caso más sencillo, este sistema de aislamiento tiene una rigidez lineal y un amortiguamiento lineal; en otros casos la respuesta del dispositivo es no lineal, pero puede representarse razonablemente bien con un modelo bilineal (Jara y Casas, 2002). Los

principios de la aislación sísmica aplicada a las estructuras se ilustran en la figura 12.

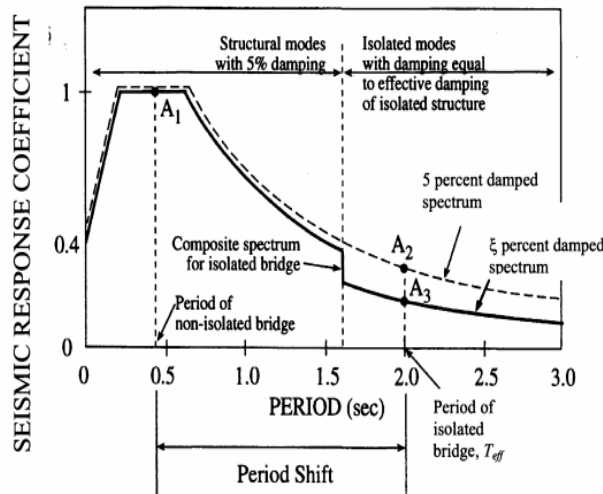


Figura 12. Espectro de diseño para una estructura aislada  
Fuente: Guide Specifications for seismic Isolation Design.

### Aisladores elastoméricos (RB)

Son dispositivos mecánicos conformados por placas de acero intercaladas con láminas de neopreno, vulcanizadas una sobre otra. Estas láminas se colocan en medio de dos placas con anclajes de acero las cuales están conectadas a la superestructura y a la sub estructura. Con esta alternancia de neopreno con acero se busca que se tenga una flexibilidad lateral alta entre estructura y suelo y al mismo tiempo una rigidez vertical que sea muy alta por la presencia de las láminas de acero que impidan la deformación lateral de la goma. En la figura 13 se representa la forma tradicional de los aisladores elastoméricos en forma circular, también los hay en forma rectangular.

### Modelo lineal

En este modelo, la rigidez a cortante del sistema es una constante que puede representarse como una rigidez efectiva, igual a la rigidez secante que se indica en la figura; el amortiguamiento se describe mediante otra constante que depende de la velocidad (amortiguamiento viscoso). En la figura 14 mostrada a continuación, se ejemplifica el modelo lineal de aislamiento.

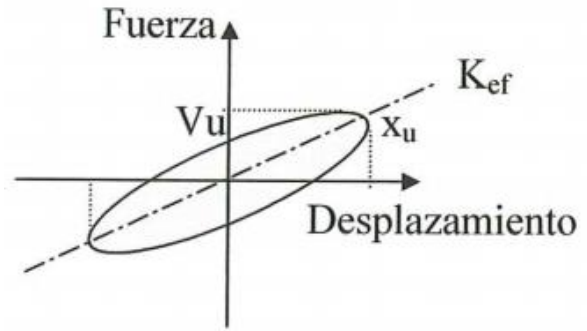


Figura 14. Diagrama de Sistema Lineal  
Fuente: Criterio de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía

### Rigidez horizontal

La propiedad más importante en un aislador de base es su rigidez horizontal  $K_H$ , la cual se puede evaluar al considerar que un apoyo laminado puede aproximarse como una viga de cortante, dado que el acero impide las deformaciones por flexión, pero no restringen las deformaciones por cortante (Jara y Casas, 2002).

$$K_H = \frac{G \cdot A}{h_r} \quad \text{Ec (9.0)}$$

$G$  = Módulo de cortante del elastómero;  
 $A$  = Área de la sección transversal;  
 $h_r$  = Espesor total del hule.

### Período del apoyo

El período del apoyo  $T_b$  se obtiene a partir de la capacidad de carga vertical y de la rigidez horizontal del aislador. Se obtiene de la expresión:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{S \cdot h \cdot \gamma_w \cdot A'}{A \cdot g}} \quad \text{Ec (10)}$$

$S$  = Factor de forma del apoyo (área cargada del neopreno entre área libre del neopreno).  
 $\gamma_w$  = Deformación que produce la carga vertical.  
 $A'$  = Área de traslape entre la superficie inferior y superior del apoyo (Figura 15)

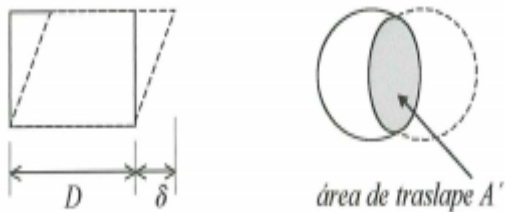


Figura 15. Apoyo circular con desplazamiento lateral  $\delta$  y área de traslape  $A'$ .  
Fuente: Criterio de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía.

### Rigidez vertical

La amplificación del movimiento vertical puede dar origen a pérdida del apoyo de la superestructura, a la aparición de fuerzas de tracción en los apoyos y a la variación en la respuesta horizontal del aislador como consecuencia de la variación en la carga vertical (Jara y Casas, 2002). La rigidez vertical se estima con la expresión:

$$Kv = \frac{Ec * A}{hr} \quad Ec \text{ (11.0)}$$

$Ec$  = Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad se obtiene a partir del factor de forma  $S$  de acuerdo con la geometría del apoyo.

### Aisladores elastoméricos con Núcleo de plomo (LRB)

Los apoyos con núcleo de plomo son similares a los apoyos elastoméricos convencionales, los cuales son placas alternadas de acero con láminas de neopreno, pero adicionalmente a este tipo de apoyo se le coloca un núcleo de plomo en el centro, conservando la capacidad de carga vertical de un apoyo convencional elastomérico, lo cual incrementa la flexibilidad horizontal, capacidad de auto-centrado además presenta un amortiguamiento histerético.

Cuando la estructura se ve afectada por una actividad sísmica, el plomo dentro del apoyo entra en su etapa de fluencia, generando deformaciones plásticas, y disipando la energía en forma de calor, para luego recrystalizarse.



Figura 13. Apoyos Elastoméricos  
Fuente: Uso de aisladores de base en puentes de concreto simplemente apoyados.

Cuando el material elastomérico se combina de manera ideal se forma un sistema con un comportamiento bilineal. La gran rigidez elástica y la gran curva histerética se deben a la contribución del plomo. Sobre la fluencia del plomo, en general la rigidez efectiva del apoyo va a ser únicamente la rigidez del elastómero. (Nazzari, A. 2015). En la figura 16 se presenta un modelo de aislador con núcleo de plomo.

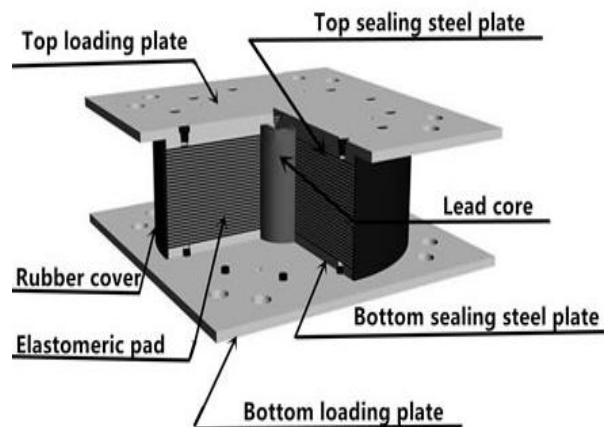


Figura 16. Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo  
Fuente: Obtenido de Internet

### Modelo bilineal

La fuerza  $F$  que se transmite a través del apoyo puede descomponerse en dos fuerzas paralelas, una que se debe a la elasticidad del elastómero y otra debida a la fluencia del plomo. Para desplazamientos mayores que los de fluencia, la fuerza debida a la elasticidad del hule

es proporcional al desplazamiento; mientras que la fuerza debida a la fluencia del plomo es independiente de este. En la figura 17 se toma como ejemplo representativo la curva de disipación de energía de un sistema bilineal de plomo y láminas de elastómero.

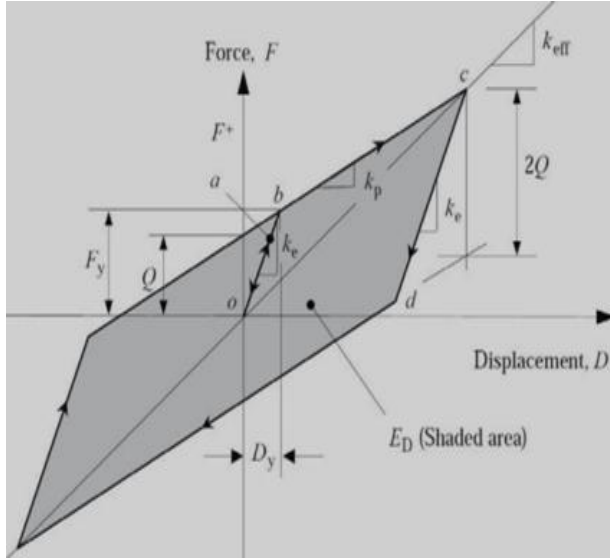


Figura 17. Modelo Bilineal de disipación de energía.  
Fuente: Curso Aislación Sísmica de Puentes.

Existen tres parámetros básicos que relacionan los desplazamientos contra las fuerzas en cortante en el sistema bilineal de disipación de energía los cuales son: Rigidez Elástica ( $k_e$ ), Rigidez Pos-Fluencia ( $k_p$ ) y Fuerza Característica ( $Q$ ).

$$K_e = \frac{10 * G * A}{h_r} \quad \text{Ec (12.0)}$$

$$K_d = \frac{G * A}{h_r} \quad \text{Ec (13.0)}$$

Donde:  
 $K_e$  = Rigidez Inicial  
 $K_d$  = Rigidez Final

La rigidez efectiva ( $K_{eff}$ ) es obtenida con base en la carga máxima, la cual se presenta a continuación:

$$K_{eff} = K_d + \frac{\tau * A_p}{x_{max}} \quad \text{Ec (14.0)}$$

Donde:

$\tau$  = Tensión cortante debido al plomo.  
 $A_p$  = Área de la sección transversal de Plomo.  
 $X_{max}$  = Desplazamiento de la parte superior del apoyo con respecto de la base.  
La frecuencia se obtiene de la siguiente manera:

$$\omega = \sqrt{\frac{K_{eff} * g}{W}} \quad \text{Ec (15.0)}$$

$$\omega = \sqrt{\omega_0^2 + \mu * \frac{g}{X_{max}}} \quad \text{Ec (16.0)}$$

Donde:  
 $\mu = (\tau * A_p) / W$   
 $\omega_0^2 = (K_y * g) / W$

El período se define como:

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\omega_0^2 + \mu \frac{g}{x}}} \quad \text{Ec (17.0)}$$

## Amortiguadores Elastoméricos de Alto Rendimiento (HDRB)

Los HDRB son aisladores elastoméricos cuyas láminas de elastómeros son fabricadas adicionando elementos como el carbón, aceites y resinas, con el fin de aumentar el amortiguamiento de la goma hasta niveles cercanos a 10-15%. (Corporación de Desarrollo Tecnológico- Cámara Chilena de la Construcción, 2011).

El material es no lineal para deformaciones por cortante menores que el 20% y se caracterizan por una elevada rigidez inicial que es de utilidad para restringir los desplazamientos por viento, tráfico o sismos ligeros. Sin embargo, estos dispositivos son dependientes tanto de la amplitud de los desplazamientos, como de la historia de la carga (Jara y Caras, 2002).

La disipación de energía en los apoyos HDR es un caso intermedio entre un amortiguador viscoso y uno histerético. En un caso puramente viscoso la disipación de energía es proporcional al cuadrado del desplazamiento; mientras que en un sistema histerético esta relación es lineal (Jara y Caras, 2002). En la figura 18 se presenta un ejemplo de un amortiguador elastomérico de alto rendimiento en geometría circular.



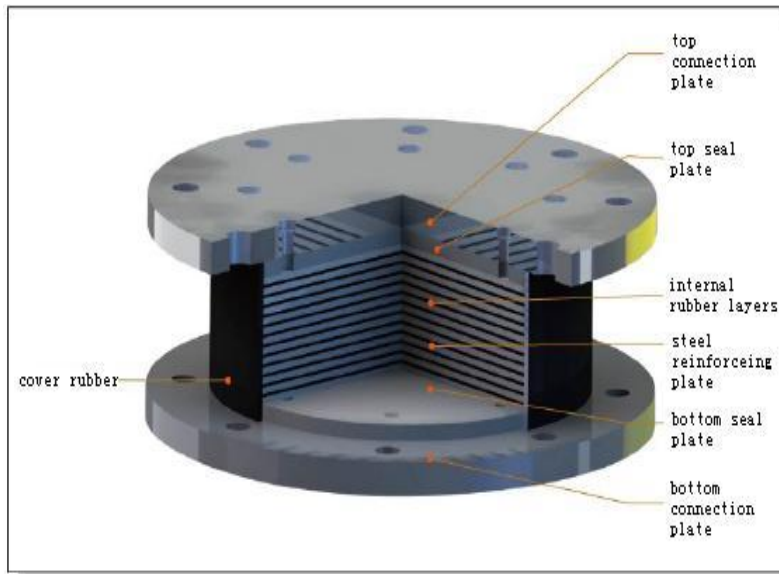


Figura 18. Amortiguador de Alto Rendimiento  
Fuente: Recopilado de Internet

# Metodología

Seguidamente se presenta la metodología y procedimientos llevados a cabo en el presente proyecto para analizar y comparar el comportamiento que presentan los puentes de acero seleccionados para el estudio en dos escenarios diferentes.

El primer escenario se da cuando se instalan los mecanismos mecánicos de aislación (con núcleo de plomo y sin núcleo de plomo) sobre las columnas o pilares. Y un segundo caso, cuando a los puentes no se les coloque los sistemas de aislación a las columnas, sino más bien el uso de apoyos convencionales.

Todo este estudio se realizará mediante el uso de un análisis dinámico modal. Para cada uno de los puentes en estudio se emplea la zona correspondiente a su ubicación y debido al desconocimiento de la geología, el tipo de suelo para la cimentación se supondrá  $S_3$ .

El período de recolección de información y el de ejecución del proyecto fue del 6 de febrero al 15 de junio. Los reportes, informes y planos de las inspecciones de los

puentes empleados durante el proyecto provienen de la base de datos del "Programa de Evaluación de Puentes (EBRIDGE)", así como de la plataforma del "Sistema de Administración de Estructuras de Puentes" del Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT).

El presente trabajo investigativo se desarrolla en un total de 5 etapas diferentes, las cuales se aplican al estudio de los 2 puentes seleccionados de acuerdo con sus características representativas.

La primera etapa de la investigación se centra en la selección de los puentes en estudio, los cuales deben de cumplir con la característica de ser representativos de las vías nacionales.

La segunda etapa se basa en la determinación y justificación de las cargas y demás factores que se le imponen a las estructuras en estudio.

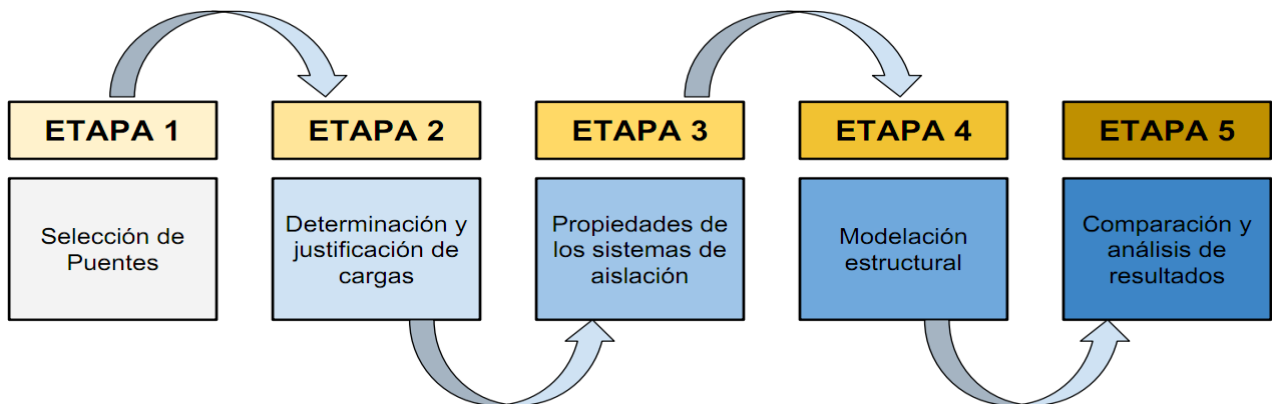


Figura 19. Etapas de desarrollo de la metodología del proyecto  
Fuente: Elaboración Propia. Realizado mediante Google Drive

La tercera etapa es la investigación y recopilación de información relevante para la determinación de las propiedades de los sistemas de aislación con núcleo de plomo y sin él.

La cuarta etapa consiste en la modelación de los elementos principales mediante un programa estructural (CSI BRIDGE) de los dos puentes seleccionados, a los cuales se les colocaron las cargas preestablecidas, junto con la aplicación de los sistemas de aislación sísmica.

Finalmente, en la quinta etapa del proyecto se procede a la comparación y análisis de los resultados de las propiedades dinámicas obtenidos de los diferentes puentes de acero bajo la implementación de los aisladores sísmicos y apoyos convencionales, con el fin de obtener las conclusiones principales de los usos de los diferentes tipos de apoyos.

En la figura 19 se representa, de manera conceptual, los procedimientos anteriormente mencionados.

## Primera etapa. Selección de puentes

El arranque del proyecto se basa en la selección de los puentes por estudiar, para su posterior modelación y análisis, partiendo del hecho de que debían ser dos.

Para esta selección se utiliza la base de datos de las inspecciones de campo hechas al 11 de noviembre de 2016 por parte del "Programa de Evaluación de Puentes" (EBRIDGE), la cual a esa fecha contaba con 812 informes de puentes inventariados que corresponden a todo tipo de rutas nacionales. Además, se utiliza para la selección de los puentes, el Sistema Administrativo de Estructuras de Puentes "SAEP" proporcionado por el MOPT. Para el presente proyecto no se estudiarán las estructuras de tipo alcantarilla (Ver figura 20).

Los puentes en estudio se seleccionan tomando en consideración principalmente cuatro aspectos:

- ✚ El primero de ellos es que los puentes debían ser de interés e importancia nacional y que por tanto se encontraran ubicados en rutas principales o secundarias de la ruta vial del país.

- ✚ La segunda consideración es su representatividad en la mayoría de las vías del país. Esto se obtiene a partir de un filtro realizado de la totalidad de los informes disponibles, separando los puentes según las características geométricas y sus propiedades tales como: tipo de superestructura de puente más común, material constituyente, longitud promedio, una cantidad de tramos mayor que uno y el número de pilares o columnas de cada uno de los puentes.

- ✚ El tercer aspecto considerado para la selección fue la alineación en planta. Esta debía tener una orientación longitudinal recta de inicio a fin. Los puentes seleccionados debían de carecer de algún ángulo de inclinación, y estar lo más próximo a 0° verticalmente. Además no podían ser estructuras curvas longitudinalmente, sino completamente rectos, principalmente por consideraciones de fuerzas adicionales que se generan.

- ✚ La cuarta condición es que las estructuras poseyeran registros de informes de inspección, de daños y planos, en las bases de datos de "EBRIDGE" o en el "Sistema Administrativo de Estructuras de Puentes" y que fueran accesibles para la investigación.

Una vez aplicados todos los filtros mencionados anteriormente, se seleccionó de los puentes remanentes, con asesoría y respaldo de las ingenieras Giannina Ortiz y Katherine Vargas, así como del Ing. Mauricio Carranza, dos puentes construidos en acero que cumplieran con todas las características anteriores para su análisis, finalizando así la primera etapa.

Finalmente los puentes que se encontraron más aptos para someterse al estudio de sismicidad fueron los puentes ubicados sobre el Río Tres Amigos en Alajuela y el puente ubicado sobre el Río Sarapiquí ubicado en Heredia.



Figura 20. Procedimiento de Elección  
Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Google Tools

## Segunda etapa. Determinación y justificación de cargas

En esta etapa del proyecto se analiza y clasifica todas las cargas propias que se deben de colocar en cada uno de los puentes seleccionados en el estudio con ayuda de los informes de inspección, informe de daños y planos, así también como asesoría del director del la escuela de Ingeniería en Construcción, Ing. Gustavo Rojas Moya.

Para esta sección, debido a la dificultad de algunos cálculos de cargas existentes, se realizan algunas suposiciones justificadas para la simplificación, las cuales se mencionan a lo largo del trabajo.

Para esta etapa se procede de la siguiente manera:

- ✚ Se definen un conjunto de combinaciones de carga a las que se va a someter la estructura de acuerdo con la norma de diseño "LRFD Bridge Design Specifications, 2012". Estas se presentan a continuación:

1. Resistencia I:

$$\gamma_P(DC + DW + EH) + 1,75(LL + IM + BR + PL)$$

Ec. (18)

2. Resistencia II:

$$\gamma_P(DC + DW + EH) + 1,35(LL + IM + BR + PL)$$

Ec. (19.0)

3. Resistencia IV:

$$\gamma_P(DC + DW + EH)$$

Ec. (20.0)

4. Evento Extremo:

$$\gamma_P(DC + DW + EH) + \gamma_{EQ}(LL + IM + BR + PL)$$

Ec. (21.0)

5. Servicio II:

$$DC + DW + EH + 1.3(LL + IM + BR + PL)$$

Ec. (23.0)

- ✚ Se calculan y clasifican por su naturaleza las cargas tales como: carga permanente proveniente de la totalidad de los elementos que componen la estructura (DC), el peso de elementos secundarios y accesorios (DW), cargas temporales dinámicas provenientes de los camiones AASHTO usados en el diseño de los puentes proporcionados por los diferentes informes de inspección (LL) y cargas sísmicas (CS) que se encuentran en las estructuras.

- ✚ Se asume, para uniformar los modelos de los puentes, utilizar el camión normado HL-93 usado para diseño por AASHTO en vez de los mencionados en los informes; estos modelos propuestos por la AASHTO consideran dentro de su peso la carga de carril.

- ✚ Se obtendrá una memoria de cálculo manual del peso de la estructura para posteriormente compararla con los datos que se obtengan de CSI BRIDGE y así validar el modelo realizado.

- ✚ No serán caso de estudio las cargas aplicadas a la estructura de puente de tipo viento debido a la falta de información de este tipo de carga en los puentes y en general en el país.

- ✚ No fueron consideradas y por ende, tampoco construidas en este proyecto de investigación las líneas de influencia que se pueden generar en la superestructura, ya que el proyecto no consiste en dimensionar los elementos de la estructura, sino más bien analizar el comportamiento de la estructura ante un sismo.

- ✚ Se considera además las cargas provenientes de la movilización peatonal en

el puente (PL). Así como también, las cargas de frenado (BR) en los puentes tal y como se menciona en las especificaciones de diseño de la AASHTO y el incremento por la carga dinámica (IM).

- ✚ Para el presente proyecto no se consideran las cargas hidráulicas, cargas de hielo, fuerzas friccionales, colisiones de embarcaciones y cargas explosivas.
- ✚ La determinación de factores aplicados en las combinaciones de carga y demás factores de consideración aplicados en las estructuras son tomadas del "AASHTO LRFD 2012 Bridge Design Specifications".

Este proceso de determinar las cargas existentes se realizó dos veces, una para cada puente; esto debido a la diferencia entre ambos y sus diversas características.

### **Tercera Etapa. Propiedades de los sistemas de aislación**

En esta sección se procede a hacer una recopilación y descripción de los sistemas de control sismo-resistente existentes. Posteriormente, se analiza la información relevante de las propiedades de los sistemas de aislación más comunes, dándole principalmente énfasis al control estructural de tipo pasivo, tales como lo son los aisladores con núcleo de plomo (LRB), así como de los aisladores elastoméricos (RB) y amortiguadores sin plomo de alto amortiguamiento (HBR).

Se debe de hacer mención que el presente proyecto no se enfoca en el estudio de otros tipos de control pasivo como el caso de cualquier tipo de disipadores de energía o péndulos de fricción, así como también se salen del marco de trabajo, los mecanismos de disipación de energía.

En esta etapa se enlista los principales motivos de la elección de los sistemas pasivos como sustitutos de los apoyos convencionales, tales como los mecanismos con núcleo de plomo y sin él.

En esta fase se inicia con la construcción de una metodología adecuada mediante una memoria de cálculo iterativa para ambos tipos de apoyos de aislamiento basal para los puentes.

Mediante la creación de una memoria de cálculo se logra determinar las principales propiedades de los apoyos tales como las rigideces, áreas, materiales, desplazamientos, etc. Para la realización de esta etapa se utilizó Microsoft Excel y algunos de los parámetros de diseño fueron supuestos de acuerdo con valores comúnmente utilizados. El producto final de esta sección es la obtención de los parámetros para introducir en el modelo estructural en CSI BRIDGE.

Para el caso de los apoyos elastoméricos (RB) se busca obtener la rigidez horizontal y vertical así como el porcentaje de amortiguamiento empleado, mientras que para el caso de los apoyos con núcleo de plomo (LRB) los principales parámetros que se buscan son la rigidez efectiva, fluencia del metal y su porcentaje de amortiguamiento.

### **Cuarta Etapa. Modelación estructural**

En la cuarta etapa del proyecto se procede a la modelación de los elementos principales (vigas principales arriostres, diafragmas, pilas, etc.) de los dos puentes seleccionados de la ruta nacional, así como de sus materiales constituyentes.

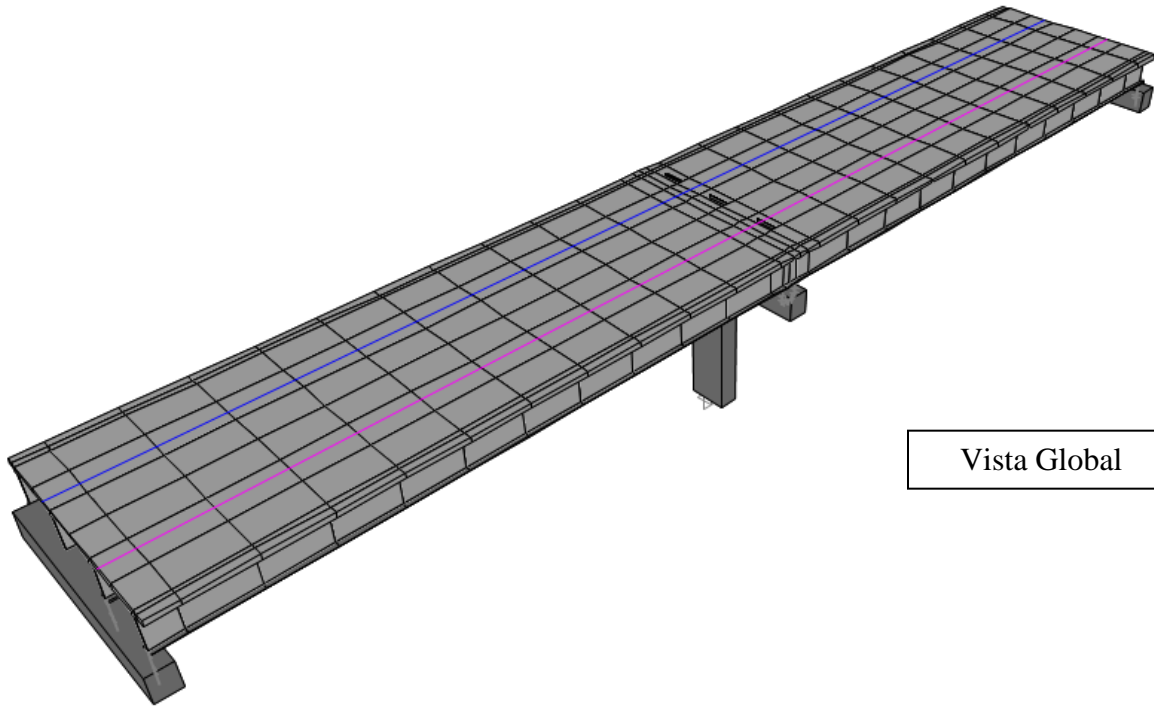
Este procedimiento se realiza con la información obtenida de los planos existentes de la base de datos del Programa de Evaluación de Puentes "EBRIDGE", así como del "SAEP".

Durante el proceso de modelación de las estructuras, se respeta la mayoría de los elementos de los puentes, salvo en aquellos casos en los que alguno de los elementos no sea tan claro; aquí se procedió a dar una estimación de las dimensiones de esos elementos con base en el criterio de los expertos consultados. Esto es válido por el hecho que este proyecto no se centra en el dimensionamiento de los elementos puesto que estos ya son existentes; sino más bien en analizar el comportamiento de las estructuras debido a la colocación de elementos sismo-resistente. Con todos los datos obtenidos se construyen lo más apegado a la realidad posible.

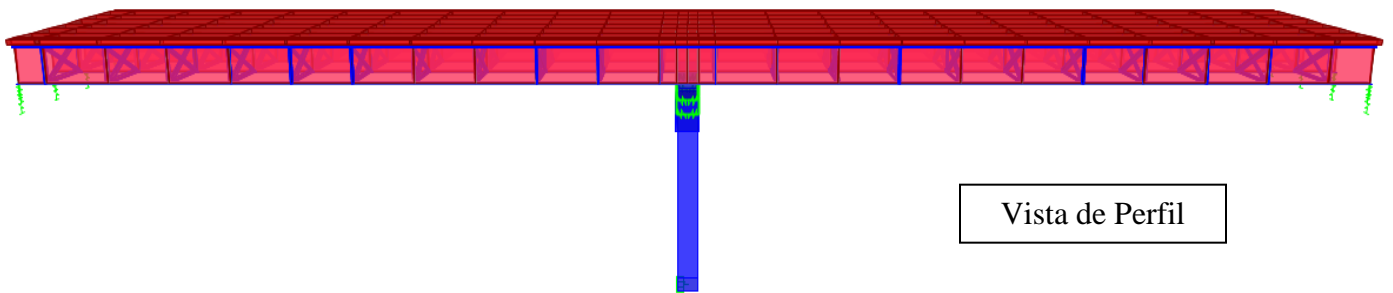
Con base en el programa CSI BRIDGE V18 se hicieron los modelos de todos los puentes

seleccionados de la primera etapa del proyecto, para posteriormente someterlos a las cargas propias de cada una de las estructuras determinadas en la segunda etapa, junto con las variaciones propuestas en los apoyos de los puentes para obtener distintos resultados posibles de comportamientos. En la figura 21 y 22

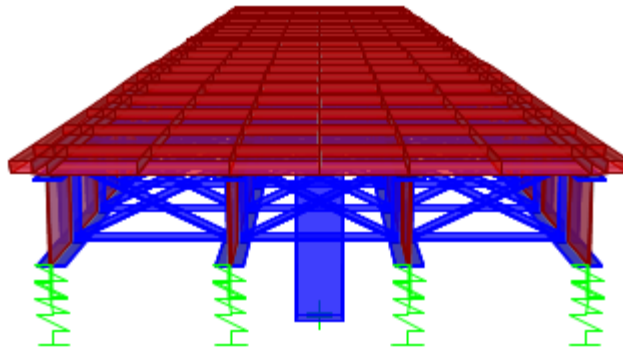
se muestran los modelos obtenidos para el puente sobre el Río Tres Amigos y Sarapiquí respectivamente.



Vista Global



Vista de Perfil



Vista Transversal

Vista de Planta

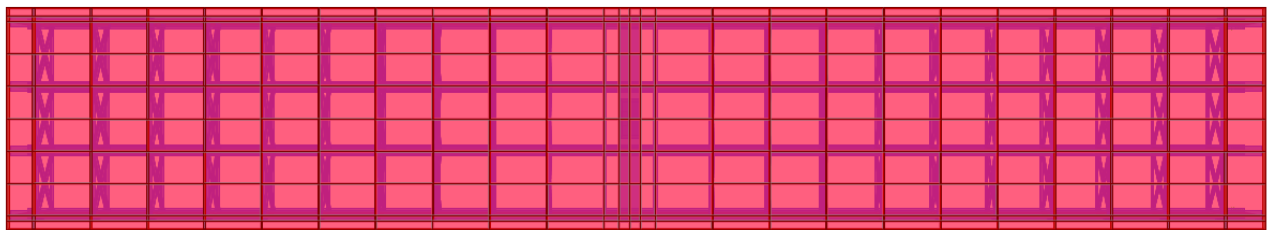
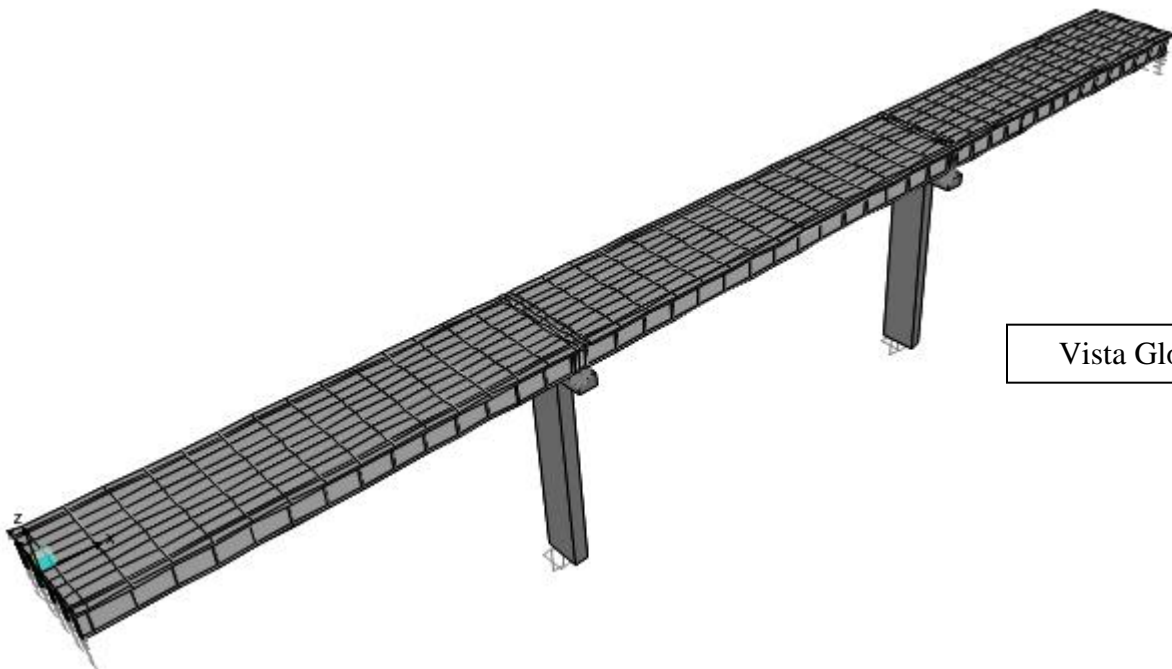


Figura 21. Representación del modelo del puente Tres Amigos  
Fuente: Elaboración Propia. Realizado con CSI BRIDGE V.18



Vista Global

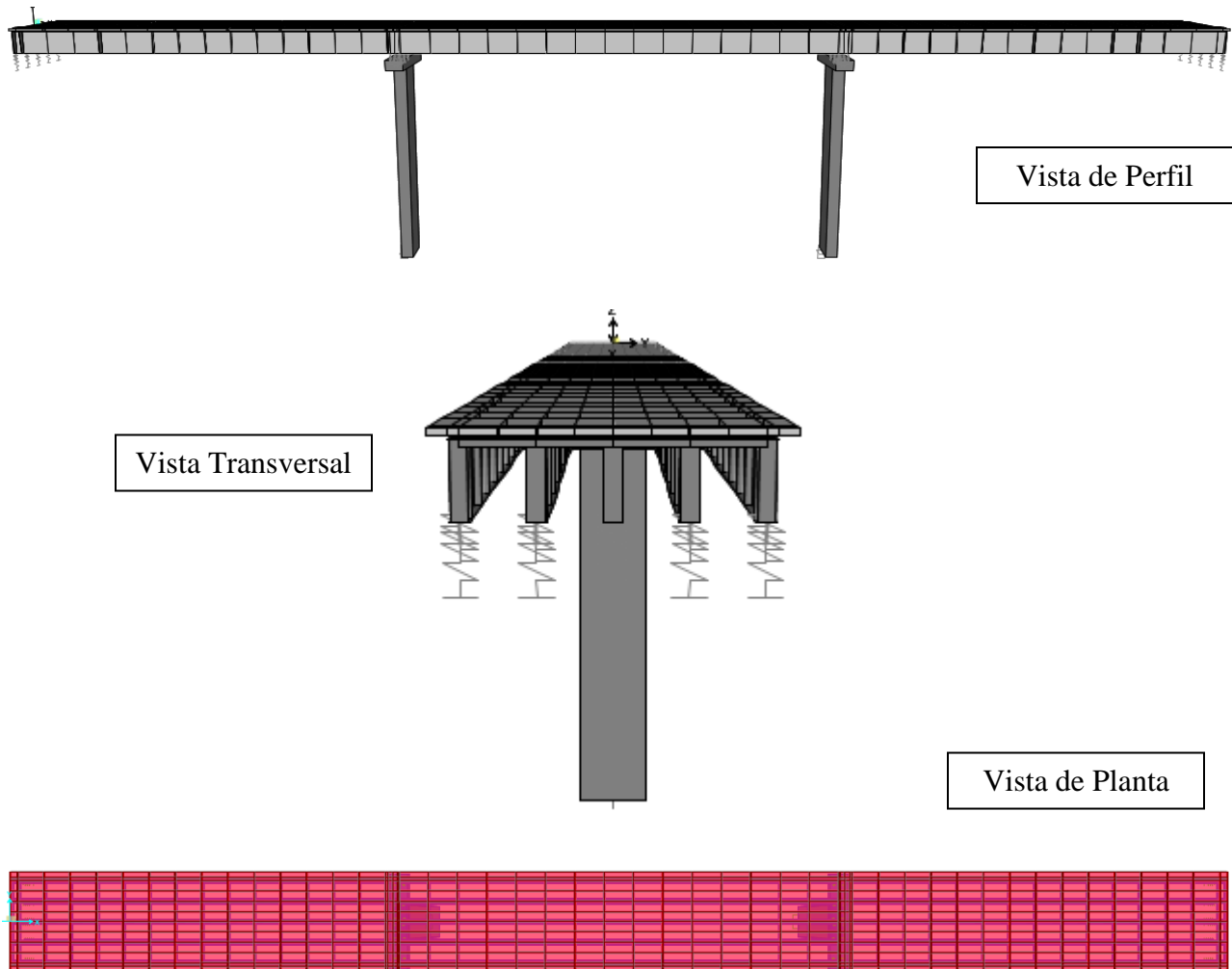


Figura 22. Representación del modelo del puente Sarapiquí.  
Fuente: Elaboración Propia. Realizado con CSI BRIDGE V.18

El análisis al cual se sometieron las estructuras es del tipo dinámico modal espectral. Debido a que las estructuras que se analizaron no era edificios, no fue posible el uso de las tablas de los factores espectrales que se encuentran en el Código Sísmico de Costa Rica 2010, es por ello que paralelamente a la modelación de las estructuras, se construyeron espectros de diseño considerando las amplificaciones debido a las fallas según se menciona en los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes.

Finalizada la etapa de la creación del modelo, se compararon las cargas permanentes hechas por el CSI BRIDGE y las manuales con la intención de validar el modelo creado. La diferencia entre ambos modelos según el Ing.

Miguel Peralta, no debía de ser mayor al 5% de diferencia.

Las vigas principales, arriostres y pilas se introdujeron a CSI BRIDGE como elementos del tipo "FRAME" a los cuales se les edita su geometría y propiedades características de los elementos que representaban. En el caso de los diafragmas, se introdujeron como elementos con propiedades geométricas idénticas en planos y fueron asignadas como elementos "LINK" de diafragmas.

Las superficies, tales como las losas de concreto o la cimentación, se modelaron como elemento de tipo "AREA" a los cuales se les editan las características que debían tener; posteriormente, se dividieron en cuadrículas más



pequeñas para obtener con ello mejores resultados.

En el caso de los cimientos se les adiciona elementos tipo "SPRINT" para simular efectos de la rigidez del suelo en el cual se apoyan las vigas principales de los puentes. Además se generan elementos tipo "FRAME" para simular el efecto de las vigas cabezales, los cuales se usaron de apoyo en los bastiones y sobre las pilas. En cada uno de los casos, se modificaron las propiedades de los apoyos dependiendo del caso de estudio. Se diseña el ancho del carril por el que transitan las cargas vehiculares.

Este procedimiento de someter las estructuras seleccionadas con las cargas correspondientes, se realiza tres veces por puente. Una primera modelación se hace con apoyos simples (convencionales); la segunda se realiza con apoyos sin núcleo de plomo y finalmente una última modelación se hace con aislación con núcleo de plomo.

Para el caso de la creación de los elementos de los apoyos (convencionales, con núcleo de plomo y sin núcleo de plomo) se editan las características propias de cada uno de los elementos de acuerdo con su rigidez y comportamiento. Los apoyos se introducen al CSI BRIDGE como elementos tipo "LINK" para luego ser asignados en las uniones entre la superestructura y la subestructura.

Otro de los aspectos más relevantes en la creación de los apoyos es el hecho de que se debe de hacer la especificación dentro del modelo en CSI BRIDGE si el apoyo "LINK" va a tener un comportamiento lineal o no lineal

Los modelos de los puentes se construyen de tal manera que se evita que el puente trabaje como una viga continua; es por ello que se hacen las consideraciones de los apoyos para que la estructura actúe como viga simplemente apoyada en varios tramos.

Cuando se concluya con esta etapa del proyecto se debe de tener un total de dos modelos virtuales representativos de los puentes que vayan a ser escogidos y cada uno de ellos va a tener tres variaciones en los apoyos (los tipos de apoyo que se estudian en este proyecto).

En la figura 23 se detallan los productos esperados, luego de que el programa haya sido calibrado y verificado; para posteriormente realizar la comparación y análisis de los hechos más relevantes.

## Quinta etapa. Comparación y análisis de resultados

Posteriormente a la etapa de modelación del sistema estructural de los puentes seleccionados, se encuentra la etapa final que es una comparación y análisis de resultados obtenidos a partir de las modelaciones hechas con apoyos simples y con los dos tipos de aisladores sísmicos.

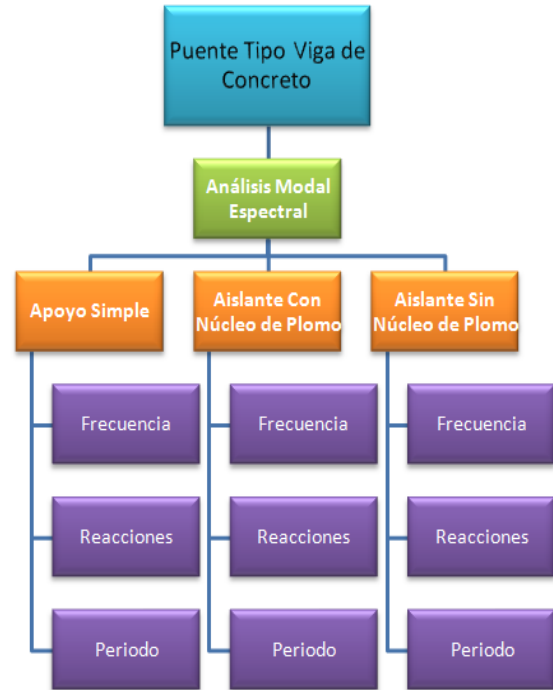


Figura 23. Procedimiento de modelación  
Fuente: Elaboración Propia. Realizado mediante Microsoft Excel

Con base en los resultados de los análisis se procede a la comparación del comportamiento de la misma estructura (este paso en los 2 diferentes puentes) con los distintos tipos de apoyos mencionados, con la intención de comparar desplazamientos, aceleraciones y períodos obtenidos de acuerdo con la cantidad de modos de vibración de la estructura.

Además, se realiza un procedimiento adicional hecho mediante una hoja de cálculo manual para la determinación de pseudo-aceleraciones, períodos y desplazamientos a través de un proceso iterativo, el cual se compara con los resultados obtenidos de los modelos estructurales de ambos puentes.

Los resultados que se obtengan en esta etapa se analizan mediante gráficas y cuadros, para presentar de manera clara las principales diferencias entre cada tipo de apoyo de las estructuras.

Posteriormente, los resultados son tabulados de manera que se muestren las diferencias en porcentajes para un mejor entendimiento del comportamiento de ambos puentes. Tanto para el caso del puente Tres Amigos, como para el del puente sobre el río Sarapiquí, se estudian únicamente los primeros 7 modos de vibración de la estructura, esto principalmente por el hecho de reducir y mostrar los resultados más importantes y donde la estructura concentra la mayoría de la masa modal participativa.

# Resultados

Seguidamente se dan a conocer los resultados obtenidos en cada una de las etapas que se detallaron en la metodología.

## Selección de puentes

Primeramente se presentan los resultados obtenidos de la primera etapa del proyecto, sección en la cual se detalla el proceso llevado a cabo para la elección de los puentes de acuerdo con la base de datos disponible.

La secuencia para la obtención de los resultados de la primera etapa fue una filtración de la base de datos de EBRIDGE, para luego extraer los informes y planos de la base de datos del Sistema de Administración de Estructuras de Puentes "SAEP".

En el cuadro 3 se muestra la clasificación de los puentes de acuerdo con el tipo de superestructura que tienen.

CUADRO 3. CLASIFICACIÓN DE PUENTES SEGÚN EL TIPO DE SUPERESTRUCTURAS		
Alcantarilla	121	14.9%
Arco	18	2.2%
Cercha	51	6.3%
Colgante	5	0.6%
Margo Rígido	98	12.1%
Viga Continua	68	8.4%
Viga Losa	5	0.6%
Viga Simple	440	54.2%
Otros	6	0.7%
<b>TOTAL</b>	<b>812</b>	

Fuente: Elaboración Propia con datos de EBRIDGE.  
Realizado con Microsoft Excel.

En el Cuadro 4 se muestra el desglose de los tipos de materiales de los puentes en la ruta nacional.

CUADRO 4. CLASIFICACIÓN DE PUENTES SEGÚN EL TIPO DE MATERIAL		
Acero	210	25.9%
Acero y concreto Preesforzado	1	0.1%
Acero y concreto reforzado	15	1.85%
Acero y mampostería	1	0.1%
Concreto Preesforzado	203	25.0%
Concreto Preesforzado y Reforzado	4	0.5%
Concreto Reforzado	362	44.5%
Madera	1	0.1%
Mampostería	12	1.5%
Mampostería y Concreto Reforzado	3	0.4%
<b>TOTAL</b>	<b>812</b>	

Fuente: Elaboración Propia con datos de EBRIDGE.  
Realizado con Microsoft Excel.

En el cuadro 5, se hace una clasificación de los puentes de acuerdo con su emplazamiento en la ruta nacional.

CUADRO 5. CLASIFICACIÓN DE PUENTES DE SEGÚN A LA RUTA NACIONAL		
Primaria	374	46.1%
Secundaria	411	50.6%
Terciaria	23	2.8%
Travesía / Cantonal	4	0.5%
<b>TOTAL</b>	<b>812</b>	

Fuente: Elaboración Propia con datos de EBRIDGE.  
Realizado con Microsoft Excel.

En el cuadro 6 se describe una de las propiedades geométricas de los puentes y es la agrupación de acuerdo con la cantidad de pilas o columnas de cualquier configuración que exista en los puentes. Los que sean de un solo tramo no fueron contemplados.

CUADRO 6. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTE SEGÚN EL NÚMERO DE COLUMNAS O PILAS	
1 PILA	79
2 PILAS	122
3 PILAS	17
4 PILAS	11
6 PILAS	3
7 PILAS	3
8 PILAS	2
9 PILAS	1

Fuente: Elaboración Propia con datos de EBRIDGE.  
Realizado con Microsoft Excel.

Uno de los parámetros básicos para el diseño de los puentes es la longitud total, por lo que se segmentan las bases de datos por intervalos de longitudes escogidas arbitrariamente.

En el cuadro 7 se detalla la clasificación por la envergadura total del puente, así como la longitud promedio total de los 812 puentes a disposición y el promedio de cada uno de los intervalos.

CUADRO 7. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES SEGÚN INTERVALOS DE LONGITUD		
LONGITUD	CANTIDAD	PROMEDIO (m)
De 6-20m	470	10.6
De 20.1-50m	209	31.5
De 50.4-75m	68	61.1
De 75.5-150m	40	101.2
De 160-450m	25	226.8
<b>TOTAL</b>	<b>812</b>	
<b>PROMEDIO (m)</b>		<b>31.29</b>

Fuente: Elaboración Propia con datos de EBRIDGE.  
Realizado con Microsoft Excel.

En el cuadro 8 se detalla la clasificación de los puentes nacionales de acuerdo con la cantidad de tramos que posean. Este valor representa la distancia entre juntas de expansión principalmente (en caso de haberlas), también representa la cantidad de superestructuras que tiene la estructura, además se muestra el promedio de la cantidad de tramos que posee un puente en el país.

CUADRO 8. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES SEGÚN EL NÚMERO DE TRAMOS.		
NÚMERO DE TRAMOS	CANTIDAD	
1	570	70.2%
2	80	9.9%
3	125	15.4%
4	17	2.1%
5	11	1.4%
7	3	0.4%
8	3	0.4%
9	2	0.3%
10	1	0.1%
<b>TOTAL</b>	<b>812</b>	
<b>PROMEDIO (m)</b>		<b>1.6</b>

Fuente: Elaboración Propia con datos de EBRIDGE.  
Realizado con Microsoft Excel.

En el cuadro 9 que se muestra a continuación, se detalla la existencia de planos, este es el principal parámetro de escogencia de los puentes, debido a que el proyecto no se enfoca en diseñar un puente sino más bien en analizar su comportamiento con diferentes clases de apoyos.

CUADRO 9. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES SEGÚN LA EXISTENCIA DE PLANOS.		
SI	102	12.6%
NO	710	87.4%
<b>TOTAL</b>	<b>812</b>	

Fuente: Elaboración Propia con datos de EBRIDGE.  
Realizado con Microsoft Excel.

En el cuadro 10 se muestran los resultados de los puentes remanentes luego de que a los 812 puentes se les hayan aplicado los 7 filtros anteriores. Simultáneamente, en el mismo cuadro se señala la alineación en planta, así como la inclinación correspondiente de cada tipo de los puentes, con la intención de aplicar un último filtro de escogencia.

Con base en el cuadro 11 se tienen los parámetros necesarios para hacer el filtro de los 812 puentes. Al final de la segmentación de los puentes y con ayuda del criterio experto de la Ing. Katherine Vargas del departamento de puentes, se seleccionan los puentes "Río Sarapiquí" ubicado en Heredia (Apéndice 1 y 4) y el puente "Tres Amigos" ubicado en la provincia de Alajuela (Apéndice 2 y 3).

CUADRO 10. CLASIFICACIÓN DE LOS Puentes SEGÚN ORIENTACIÓN GEOMÉTRICA		
Puentes	Pendiente	Alineación en planta
R. NACAOME	0.00%	RECTO
R. TRES AMIGOS	0.15%	RECTO
R. SARAPIQUÍ	0.00%	RECTO
R. PUEBLO VIEJO	0.00%	RECTO
R. PLATANARES	1.38%	CURVO
R. ESCUADRA	2%	CURVO
R. LA VIEJA	-	-
R. DISCIPLINA	1.27%	CURVO
R. LA BONITA	0.13%	RECTO

Fuente: Elaboración Propia con datos de SAEP  
Realizado con Microsoft Excel

En el cuadro 11 se hace referencia al resumen de los parámetros más importantes para la escogencia de los dos puentes para el desarrollo del proyecto.

CUADRO 11. RESUMEN DE LAS PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS PARA LA SELECCIÓN DE LOS Puentes		
Tipo de superestructura	Viga simple	54% de los 812 puentes
Materiales	Acero	Selección arbitraria
Número de Pilas	1 Pila	33% del total
	2 Pilas	122% del total
Existencia de Planos	SI	Rubro necesario.
Tipo de Ruta	Primaria	374 puentes
	Secundaria	411 puentes
Longitud	De 6-20m	470 puentes
	De 20.1-50m	209 puentes
	De 50.5-75m	68 puentes
Tramos	1 Tramo	570 puentes
	2 Tramos	80 puentes
	3 Tramos	125 puentes

Fuente: Elaboración Propia con datos de EBRIDGE.  
Realizado con Microsoft Excel.

# Determinación de cargas: Río Tres Amigos

A continuación se muestra los parámetros principales usados para la determinación de las cargas. Los cuadros 12 y 13 presentan las magnitudes de las dimensiones principales del puente, así como las dimensiones y tipo de las secciones de acero que constituyen la estructura.

CUADRO 12. DIMENSIONES PRINCIPALES DEL PUENTE RÍO TRES AMIGOS	
Longitud Total	48.40m
Longitud Tramo 1	24.00m
Longitud Tramo 2	24.40m
Ancho Total	8.50m
Ancho de Acera	0.0m
Espesor de Losa	0.19m
Separación de Vigas	2.5m
Área	411.4m <sup>2</sup>

Fuente: Apéndice 2

CUADRO 13. DIMENSIONES Y TIPOS DE PERFILES DE LOS ELEMENTOS PRINCIPALES DEL PUENTE		
ELEMENTO	DIMENSIÓN (cm)	PERFIL
Viga Principal	124 x 40 x 2.0	Viga I Armada
Viga Diafragma	10 x 10 x 0.8	Sección L
Arriostres	10 x 10 x 0.8	Sección L

Fuente: Apéndice 2

A continuación en el Cuadro 13 se detalla el resumen de las cargas aplicadas a la superestructura del puente, sin hacer distinción entre cargas permanentes y sobrecarga permanente de los elementos de la estructura, así como el peso total del mismo. El valor obtenido por metro cuadrado del puente es de 730.11 kg, que según el criterio del Ing. Mauricio Carranza es un valor muy fiel a la realidad por lo que se considera válido.

CUADRO 13. PESO TOTAL DE LAS CARGAS PERMANENTE SOBRE EL PUENTE TRES AMIGOS	
Ítem	Peso
Vigas de Acero	60.916 Ton
Vigas Diafragma	2.077 Ton
Arriostres	6.396 Ton
Conexiones metálicas y pernos	3.469 Ton
Losa	187.598 Ton
Baranda	9.680 Ton
Capa de Asfalto	29.004 Ton
Aceras	0.00 Ton
Tubería de Agua Ø5"	1.228 Ton
Total	300.369 Ton

Fuente: Apéndice 5

En el cuadro 14 se hace la verificación del modelo, comparando los resultados obtenidos de cargas permanentes manualmente con los resultados obtenidos mediante el programa CSI BRIDGE del puente Tres Amigos.

CUADRO 14. COMPROBACIÓN DEL MODELO POR CARGA PERMANENTE		
Tipo de Carga	Peso Manual	Peso en CSI BRIDGE
Viga de Acero	609.160 Ton	60.916 Ton
Vigas Secundarias, conexiones y pernos	119.427 Ton	11.400 Ton
Espesor de Losa	187.598 Ton	187.279 Ton
Peso Total	260.457 Ton	259.595 Ton
Diferencia (%)		0.33%

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel y CSI BRIDGE

En el Cuadro 15 se repite el proceso de la verificación del modelo, esta vez de la sobrecarga muerta con el cálculo manual.

CUADRO 15. COMPROBACIÓN DEL MODELO POR SOBRECARGA MUERTA		
Tipo de Carga	Peso Manual	Peso en CSI BRIDGE
Asfalto	29.004 Ton	29.064 Ton
Baranda, tubería y aceras	10.908 Ton	10.932 Ton
<b>Peso Total</b>	<b>39.911 Ton</b>	<b>39.996 Ton</b>
<b>Diferencia</b>	<b>0.21 %</b>	

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel y CSI BRIDGE

A continuación se presentan las cargas temporales que fueron consideradas en el proyecto, expresadas en forma de tipo de vehículo (normado por las especificaciones de diseño de la AASHTO), carga peatonal y carga de frenado. Se debe mencionar que la carga peatonal no es considerada para esta estructura, debido a que no está acondicionada para este tipo de carga. En el cuadro 16 y 17 se detallan los parámetros y coeficientes usados en el puente para la carga móvil respectivamente.

CUADRO 16. PARÁMETROS DEL CARRIL SOBRE EL PUENTE TRES AMIGOS	
Número de Carriles	2
Ancho de Carril	3.7 m
Longitud Total	48.5 m
Vehículo de Diseño	HL-93M HL-93K HL-93S
Acera	0

Fuente: Apéndice 2. Realizado con informe de inventario y daños elaborado por Ing. Alejandro Alfaro

CUADRO 17. COEFICIENTES PARA CARGA VEHICULAR	
Factor de Carga dinámica (IM)	1.33
Factor de presencia múltiple 2 carriles	1
Factor de presencia múltiple 1 carril	1.2
Factor de diseño de carga viva vehicular	0.9
Conteo Anual diario	4919
% de Vehículos Pesados	21.08%

Fuente: Apéndice 2. Realizado con informe de inventario y daños elaborado por Ing. Alejandro Alfaro

Para uniformizar las condiciones de diseño del momento con las condiciones actuales, se decidió cambiar el vehículo de diseño del puente por el HL-93, tal y como se muestra en el cuadro siguiente.

CUADRO 18. CARACTERÍSTICAS DEL TIPO DE CAMIONES DE DISEÑO				
ITEM	Peso total	Eje 1	Eje 2	Eje 3
Camión de Diseño AASHTO HL-93k	326.7 Ton	8 kip	32kip	32kip
Tándem de Diseño HL-93M	22.7 Ton	25kip	25kip	-

Fuente: Elaboración Propia

Se muestra en el cuadro 19, la comparación de carga temporal sin contemplar el efecto de los vehículos

CUADRO 19. COMPARACIÓN DEL MODELO POR CARGA TEMPORAL		
Tipo de Cargas	Peso Manual	Peso en CSI Bridge
Peatones	0.00 Ton	0.00 Ton
Carga de Frenado	228.611 Ton	228.611 Ton
<b>Peso Total</b>	<b>228.611 Ton</b>	<b>228.611 Ton</b>
<b>Diferencia</b>	<b>0.00003%</b>	

Fuente: Apéndice 7

En el cuadro 20 se presentan las cargas provocadas por los vehículos y los carriles calculadas manualmente y por el modelo de CSI BRIDGE debido a los diferentes tipos de camiones de diseño AASHTO.

## CUADRO 20. COMPROBACIÓN DEL MODELO POR CARGAS TEMPORALES

Vehículo: HL-93K				Carga de Carril		Carga Obtenida de CSI BRIDGE	Carga de Carril (CSI BRIDGE)
Ejes	Norma AASHTO	Carga calculada	Carga Mayorada IM (33%)				
1	8.00 kip	3628.743 kg	4826.229 kg	952.426 kg/m	257.41 kg/m <sup>2</sup>	4826.223 kg	952.425 kg/m
2	32.00 kip	14514.973 kg	19304.914 kg			19304.893 kg	952.425 kg/m
3	32.00 kip	14514.973 kg	19304.914 kg			19304.893 kg	952.425 kg/m

Vehículo: HL-93M				Carga de Carril		Carga Obtenida de CSI BRIDGE	Carga de Carril (CSI BRIDGE)
Ejes	Norma AASHTO	Carga calculada	Carga Mayorada IM (33%)				
1	25.00 kip	11339.823 kg	15081.964 kg	952.426 kg/m	257.41 kg/m <sup>2</sup>	15081.947 kg	952.425 kg/m
2	25.00 kip	11339.823 kg	15081.964 kg			15081.947 kg	952.425 kg/m

Vehículo: HL-93S				Carga de Carril		Carga Obtenida de CSI BRIDGE	Carga de Carril (CSI BRIDGE)
Ejes	Norma AASHTO	Carga calculada	90% * Carga Mayorada IM (33%)				
1	8.00 kip	3628.743 kg	4343.606 kg	857.183 kg/m	231.67 kg/m <sup>2</sup>	4343.601 kg	857.183 kg/m
2	32.00 kip	14514.973 kg	17374.423 kg			17374.403 kg	857.183 kg/m
3	32.00 kip	14514.973 kg	17374.423 kg			17374.403 kg	857.183 kg/m
4	8.00 kip	3628.743 kg	4343.606 kg			4343.601 kg	857.183 kg/m
5	32.00 kip	14514.973 kg	17374.423 kg			17374.403 kg	857.183 kg/m
6	32.00 kip	14514.973 kg	17374.423 kg			17374.403 kg	857.183 kg/m

Fuente: Elaboración Propia. Elaborado con Microsoft Excel y CSI BRIDGE



## Determinación de cargas: río Sarapiquí

Seguidamente se detalla en los cuadros 21 y 22 el resumen los parámetros de diseño y elementos constituyentes empleados para la creación del modelo.

CUADRO 21. DIMENSIONES PRINCIPALES DEL PUENTE RÍO SARAPIQUÍ	
Longitud Total	99.6m
Longitud Tramo 1	31.3m
Longitud Tramo 2	37m
Longitud Tramo 3	31.3m
Ancho Total	8.10m
Ancho de Acera	0.40m
Espesor de Losa	0.17m
Separación de Vigas	1.675m
Área	806.8m <sup>2</sup>

Fuente: Apéndice 1

CUADRO 22. DIMENSIONES Y TIPOS DE PERFILES DE LOS ELEMENTOS PRINCIPALES DEL PUENTE		
ELEMENTO	DIMENSIÓN (cm)	PERFIL
Viga Principal	183 x 45 x 2.1	Viga I Armada
Viga Diafragma	15 x 15 x 1.0	Sección L

Fuente: Apéndice 1

En el siguiente cuadro se detallan las consideraciones de las cargas por elemento que fueron empleadas para el modelo del puente sobre el Río Sarapiquí. Entre ellas, el peso obtenido por metro cuadrado es de 833.25m<sup>2</sup>, al cual, al igual que en el puente sobre el río Tres Amigos, el Ing. Mauricio Carranza dio el aval, según su criterio y experiencia.

CUADRO 23. PESO TOTAL DE LAS CARGAS PERMANENTES SOBRE EL PUENTE SARAPIQUÍ	
Ítem	Peso
Vigas de Acero	220.672 Ton
Vigas Diafragma	6.837 Ton
Conexiones metálicas y pernos	11.375 Ton
Losa	329.158 Ton
Barandas	19.920 Ton
Capa de Asfalto	34.173 Ton
Aceras	43.983 Ton
Tubería de Agua Ø5"	2.527 Ton
Total	668.645 Ton

Fuente: Apéndice 6

A continuación en el cuadro 24 y 25 se muestra la comprobación del modelo estructural con los resultados obtenidos de forma manual, tanto en cargas muertas permanentes como sobrecarga muerta del puente sobre el río Sarapiquí. Así como también se muestra la representación porcentual de las diferencias obtenidas, la cual no debe ser mayor al 5% (Peralta, 2017)

CUADRO 24 COMPROBACIÓN DEL MODELO POR CARGA PERMANENTE		
Tipo de Carga	Peso Manual	Peso en CSI BRIDGE
Viga de Acero	220.672 Ton	220.645 Ton
Vigas Secundarias, conexiones y pernos	18.212 Ton	17.911 Ton
Espesor de Losa	329.158 Ton	329.158 Ton
Peso Total	568.042 Ton	567.715 Ton
Diferencia (%)		0.06%

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel y CSI BRIDGE.

**CUADRO 25. COMPROBACIÓN DEL MODELO POR SOBRECARGA MUERTA**

Tipo de Cargas	Peso Manual	Peso en CSI BRIDGE
Asfalto	34.173 Ton	34.173 Ton
Baranda, Tubería y Aceras	66.430 Ton	66.431 Ton
<b>Peso Total</b>	<b>100.603 Ton</b>	<b>100.604 Ton</b>
<b>Diferencia</b>		<b>0.001%</b>

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel y CSI BRIDGE

En los cuadros 26 y 27 se muestran los parámetros y coeficientes empleados para la carga temporal respectivamente. Los tipos de camiones de diseño son los mismos que se emplearon en el puente Tres Amigos, por tanto se detallan en el cuadro 18.

**CUADRO 26. PARÁMETROS DEL CARRIL SOBRE EL PUENTE SARAPIQUÍ**

Número de Carriles	2
Ancho de Carril	3.65 m
Longitud Total	99.6 m
Vehículo de Diseño	HL-93M HL-93K HL-93S
Acera	0.8 m

Fuente: Apéndice 2. Realizado con informe de inventario y daños elaborado por Ing. Giannina Ortiz.

**CUADRO 27. COEFICIENTES PARA CARGA VEHICULAR**

Factor de Carga dinámica (IM)	1.33
Factor de presencia múltiple 2 carriles	1
Factor de presencia múltiple 1 carril	1.2
Factor de diseño de carga viva vehicular	0.9
Conteo Anual diario	3643
% de Vehículos Pesados	32.46%

Fuente: Apéndice 2. Realizado con informe de inventario y daños elaborado por Ing. Giannina Ortiz

Seguidamente en el cuadro 28 se muestra la comprobación de las cargas temporales sin considerar el efecto de los camiones de diseño, tanto manualmente como el resultado proporcionado por el modelo estructural. Según las especificaciones de diseño AASHTO, la carga peatonal se debe de considerar como 367 kg/m<sup>2</sup>.

**CUADRO 28. COMPROBACIÓN DEL MODELO POR CARGA TEMPORAL**

Tipo de Cargas	Peso Manual	Peso en CSI Bridge
Peatones	29.242 kg	29.243 kg
Carga de Frenado	424.563 kg	424.563 kg
<b>Peso Total</b>	<b>453.806 kg</b>	<b>453.805 kg</b>
<b>Diferencia</b>		<b>0.00003%</b>

Fuente: Apéndice 7

La determinación de las cargas provocadas por los camiones de diseño y las generadas por los carriles de diseño son las mismas que las que se consideraron para el puente Tres Amigos, debido a que se emplea el mismo tipo de camión de diseño. Los resultados se pueden observar en el cuadro 20. Adicionalmente se hace la comparación hecha de la manera manual junto con la realizada por el programa de diseño.

# Construcción de los espectros elásticos de diseño para los puentes

Seguidamente se muestran los parámetros empleados para la construcción de los espectros elásticos de diseño de acuerdo con el emplazamiento de los puentes

## Río sobre el puente Tres Amigos

CUADRO 29. CONSIDERACIONES SÍSMICAS		
Provincia	Alajuela	
Cantón	San Carlos	
Distrito	Aguas Zarcas	
Zona Sísmica:	III	Tabla 2.1-1
Tipo de Suelo:	S <sub>3</sub>	Supuesto
C <sub>a</sub> :	0.4100	
C <sub>v</sub> :	0.6050	
T <sub>s</sub> :	0.5902	
T <sub>a</sub> :	0.1180	

Fuente: Elaboración Propia

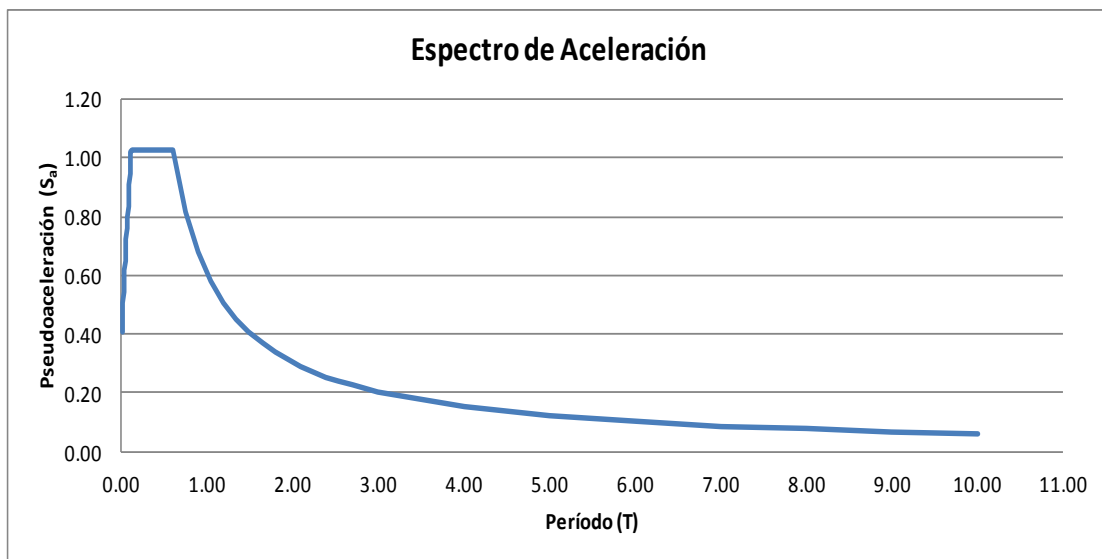


Gráfico 1. Espectro de diseño elástico de aceleración sin amplificación.  
Fuente: Apéndice 8. Realizado con Microsoft Excel

## Río sobre el puente Sarapiquí

CUADRO 30. CONSIDERACIONES SÍSMICAS		
Provincia	Heredia	
Cantón	Sarapiquí	
Distrito	Puerto Viejo	
Zona Sísmica:	II	Tabla 2.1-1
Tipo de Suelo:	S <sub>3</sub>	Supuesto
C <sub>a</sub> :	0.3170	
C <sub>v</sub> :	0.4610	
T <sub>s,fc</sub> :	0.7271	
T <sub>a,fc</sub> :	0.1454	
T <sub>L</sub>	1	

Fuente: Elaboración Propia

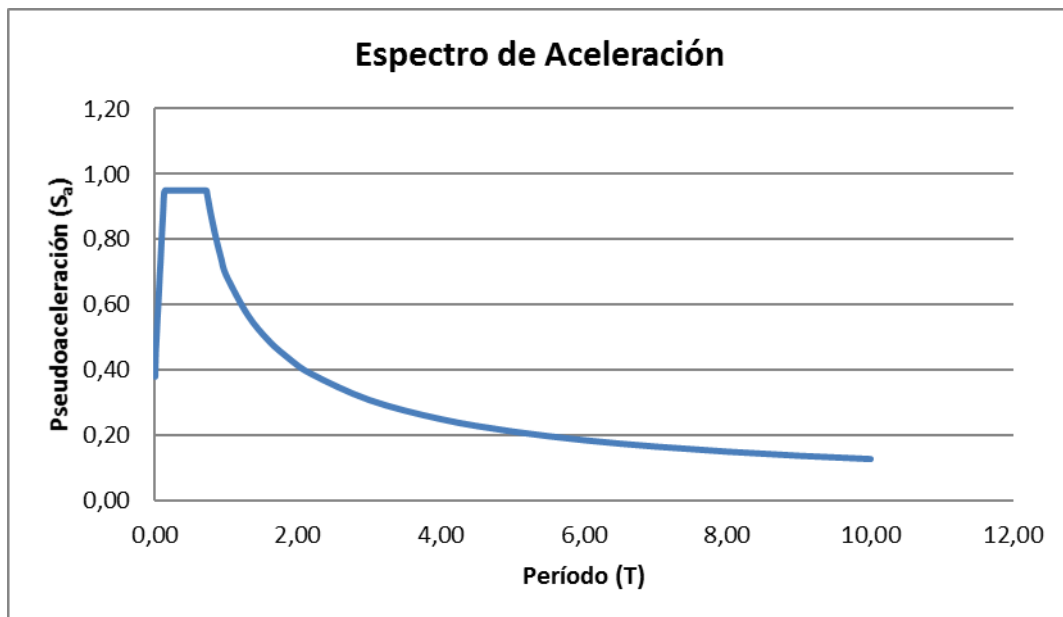


Gráfico 2. Espectro de diseño elástico de aceleración con amplificación.  
Fuente: Apéndice 9. Realizado con Microsoft Excel

Seguidamente se hace una comparación de los espectros de diseño de acuerdo con el Lineamiento de Puentes, con la intención de comparar las diferencias de pseudoaceleración en mismos periodos fundamentales a la que se ve sometida una estructura de acuerdo a su emplazamiento geográficamente. La curva roja ejemplifica una curva de diseño para aceleraciones amplificadas debido a su cercanía con fallas tectónicas de consideración, mientras que la curva azul ejemplifica una curva para suelos muy convencionales.

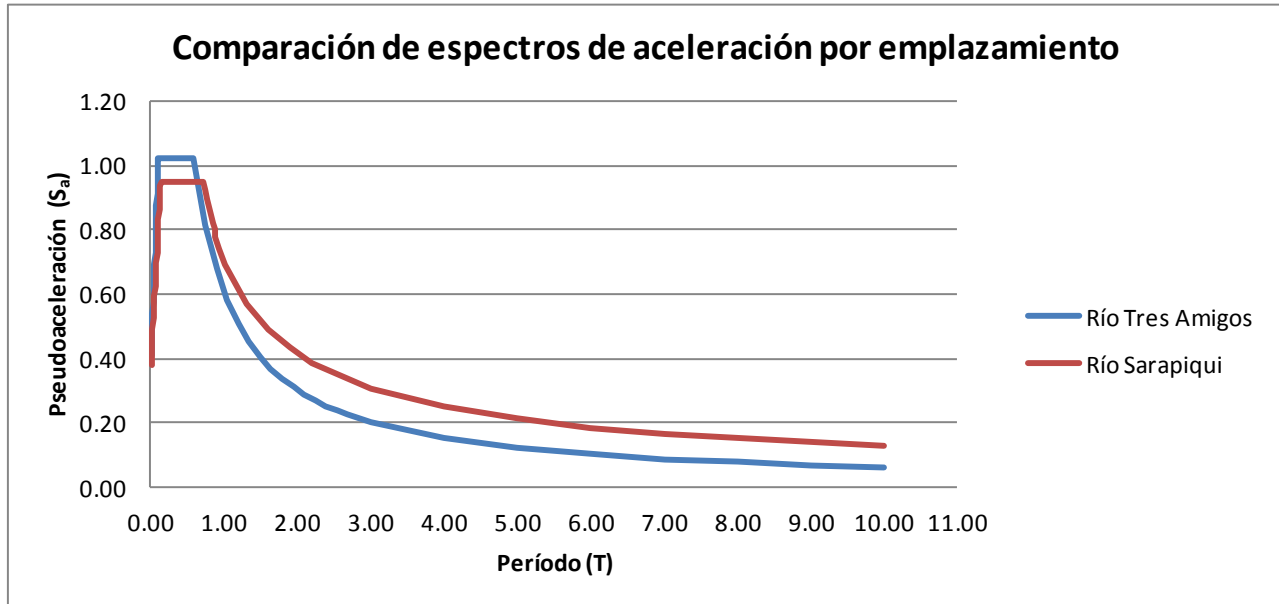


Gráfico 3. Comparación de los espectros de diseño a los que las estructuras se ven afectados.  
Fuente: Datos propios mostrados en gráfico 2 y 3.

## Análisis modal espectral con apoyos convencionales

A continuación se presentan los resultados obtenidos de la modelación de las estructuras en la realidad, haciendo la consideración del uso de apoyos convencionales mecánicos.

Adicionalmente se presentan los períodos de vibración obtenidos luego de la presencia de una carga sísmica mediante un análisis modal.

A continuación en la figura 24, se presenta los apoyos existentes del puente Tres Amigos.



Figura 24. Apoyo convencional fijo en bastiones

### Puente sobre el río Tres Amigos

#### Cuadro 31. Porcentajes de la masa modal participativa con base en los modos de vibración

Cantidad de modos de vibración: 9		
Masa participativa en Ux	0.974	Ok, cumple
Masa participativa en Uy	0.919	Ok, cumple
Masa participativa en Rz	0.999	Ok, cumple

Fuente: Elaboración propia

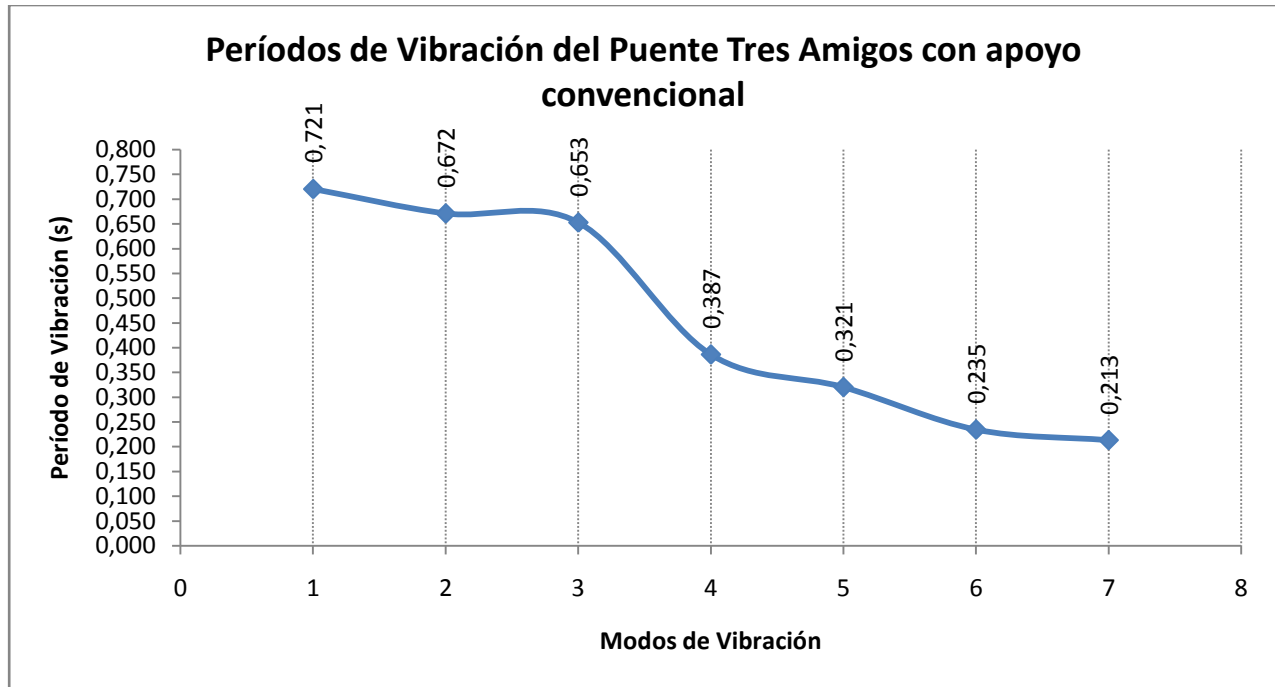


Gráfico 4. Períodos fundamentales de los primeros 7 modos de vibración  
Fuente: Apéndice 10.

Se ejemplifican únicamente los primeros 7 modos de vibración para esta sección, ya que generalmente en estos modos son los que participan la mayoría de la masa del puente, pero principalmente para tener un marco de referencia comparativo de periodos en los mismos modos de vibración para todos los puentes.

### Cuadro 32. Desplazamiento de la estructura de acuerdo con los periodos fundamentales de los modos de vibración

Modos de Vibración	Periodo Fundamental (s)	Desplazamiento resultante	Pseudo-Aceleración ( $S_a$ )
1	0.721	10.84 cm	0.839
2	0.672	10.10 cm	0.902
3	0.653	9.82 cm	0.926
4	0.387	5.81 cm	1.025
5	0.321	4.82 cm	1.025
6	0.235	3.53 cm	1.025
7	0.213	3.21 cm	1.025

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel

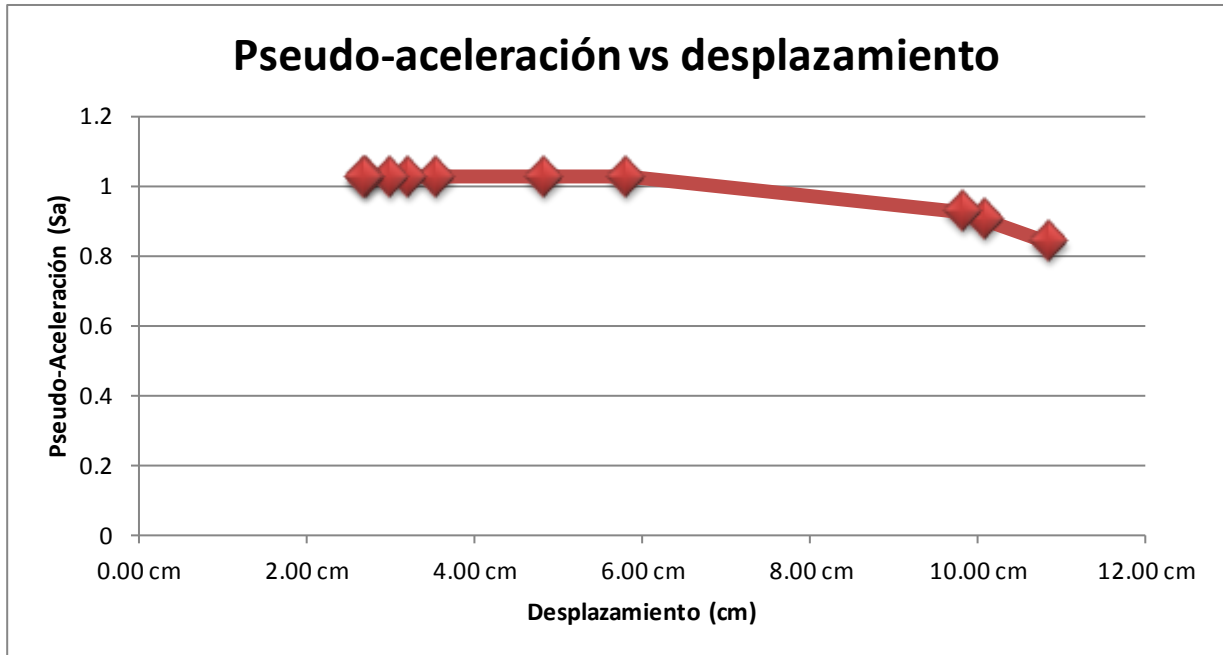
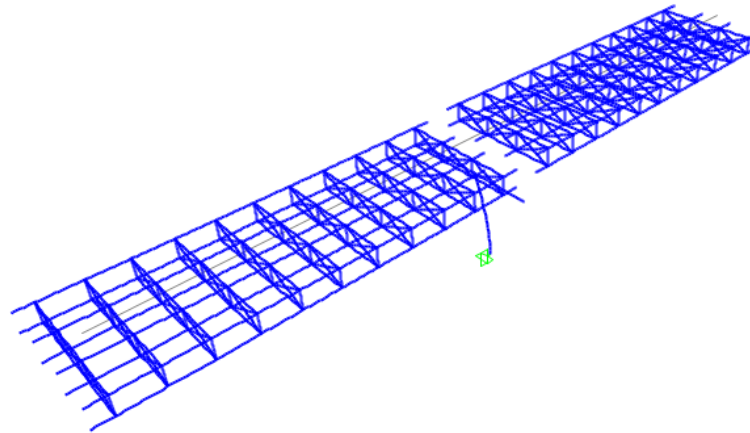


Gráfico 5. Desplazamientos en el puente debido a la  $S_a$  de la estructura  
Fuente: Cuadro 32

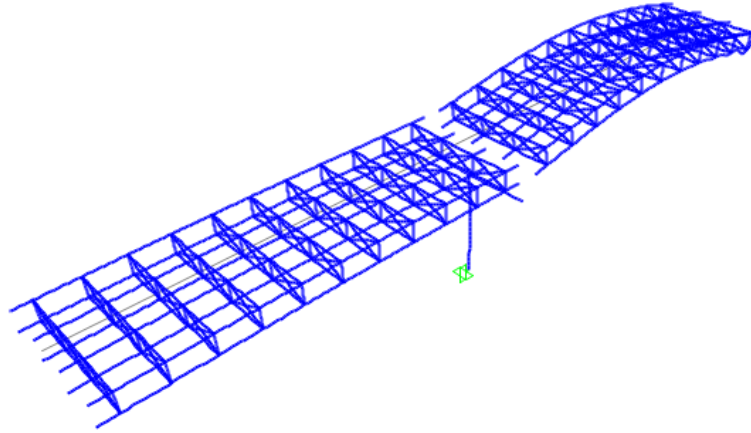
A continuación se muestran los 3 modos de vibración tanto en sentido "x" y "y" con mayores masas participativas en el puente, así como los periodos fundamentales como sus frecuencias respectivas.

#### Orientación X: Longitudinal:

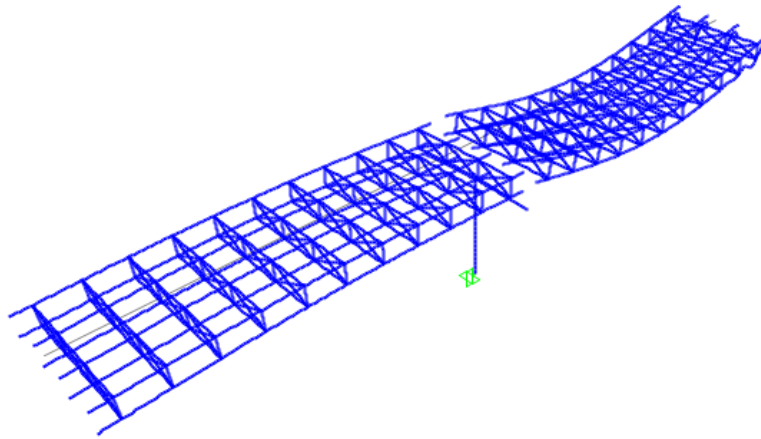


Modo de vibración: 2  
 Período: 0.672 s  
 Frecuencia: 1.489 Hz



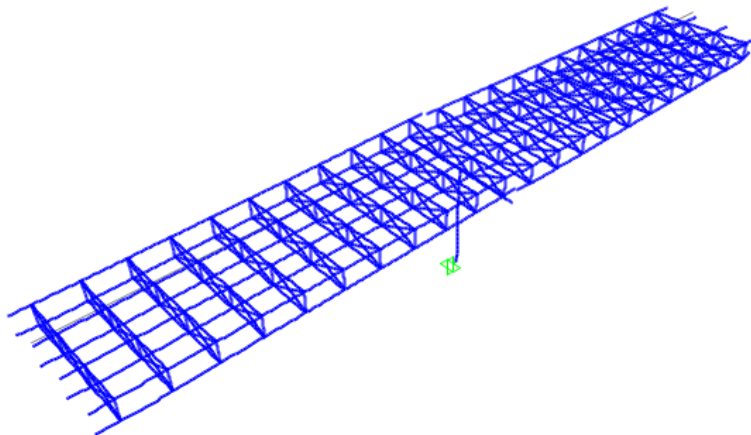


Modo de vibración: 6  
Periodo: 0.235 s  
Frecuencia: 4.257 Hz

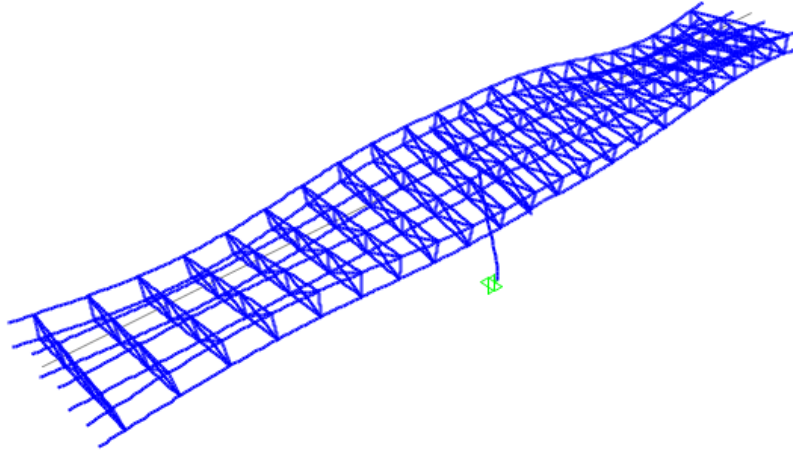


Modo de vibración: 9  
Periodo: 0.181 s  
Frecuencia: 5.536 Hz

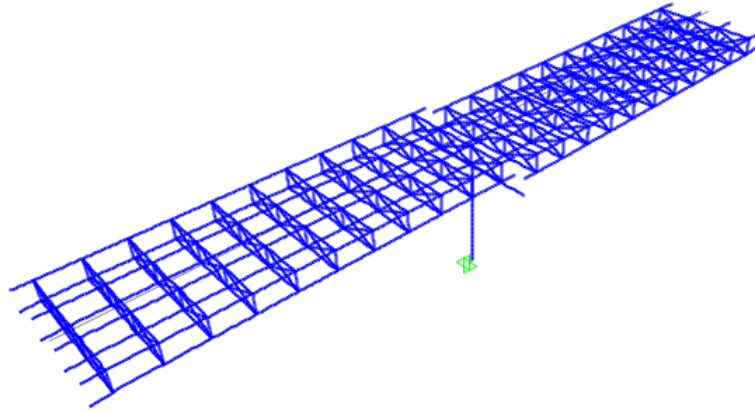
### Orientación Y: Transversal:



Modo de vibración: 1  
Periodo: 0.721 s  
Frecuencia: 1.387 Hz



Modo de vibración: 13  
Periodo: 0.064 s  
Frecuencia: 15.400 Hz



Modo de vibración: 2  
Periodo: 0.653 s  
Frecuencia: 1.531 Hz

## Puente sobre el Río Sarapiquí

A continuación en la figura 25, se presenta los apoyos existentes del puente Sarapiquí.



Figura 25. Apoyos convencionales móviles sobre bastión

### Cuadro 33. Porcentajes de la masa modal participativa con base en los modos de de vibración

Cantidad de modos de vibración	53
Masa participativa en Ux	0.907 Ok, cumple
Masa participativa en Uy	0.921 Ok, cumple
Masa participativa en Rz	0.949 Ok, cumple

Fuente: Elaboración Propia

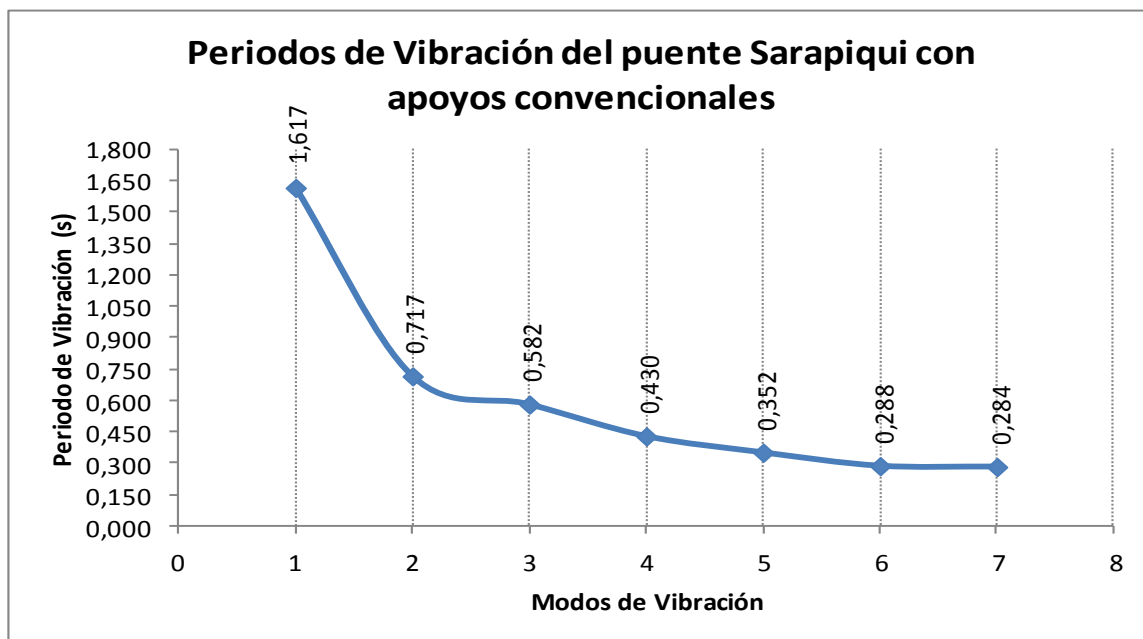


Gráfico 6. Periodos fundamentales de los primeros 7 modos de vibración

Fuente: Apéndice 11

Se ejemplifican únicamente los primeros 7 modos de vibración para esta sección, ya que generalmente en estos modos son los que participan la mayoría de la masa del puente, pero principalmente para tener un marco de referencia comparativo de periodos en los mismos modos de vibración para todos los puentes.

**Cuadro 34. Desplazamiento de la estructura de acuerdo con los periodos fundamentales de los modos de vibración**

Modos de Vibración	Periodo Fundamental (s)	Desplazamiento resultante	Pseudo-Aceleración ( $S_a$ )
1	1.617	27.81 cm	0.486
2	0.717	12.33 cm	0.951
3	0.582	10.01 cm	0.951
4	0.430	7.39 cm	0.951
5	0.352	6.05 cm	0.951
6	0.288	4.95 cm	0.951
7	0.284	4.88 cm	0.951

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel.

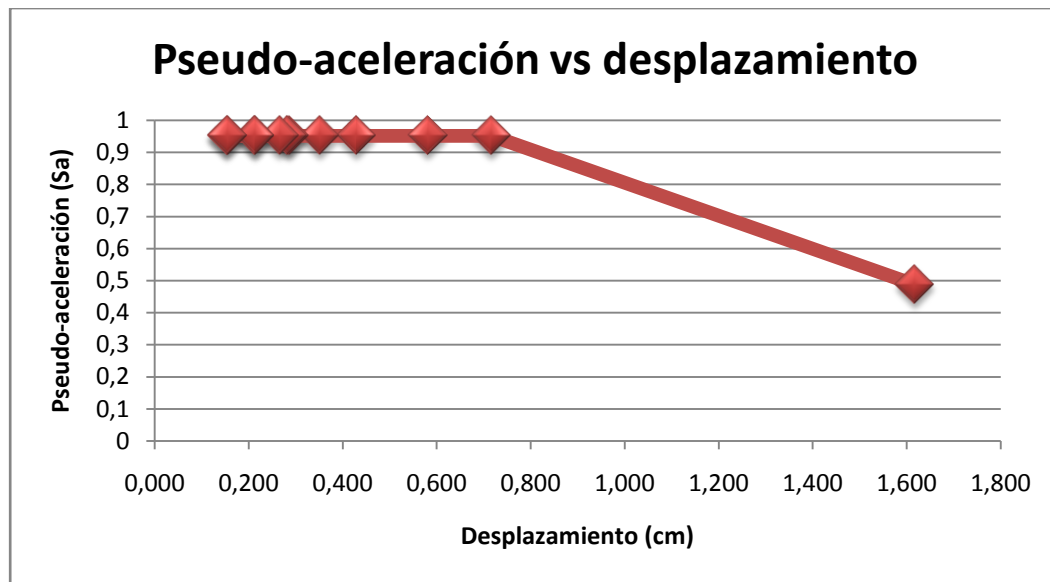
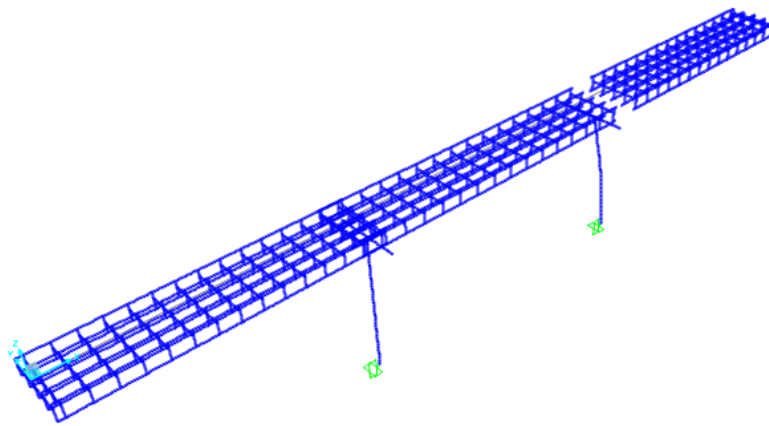


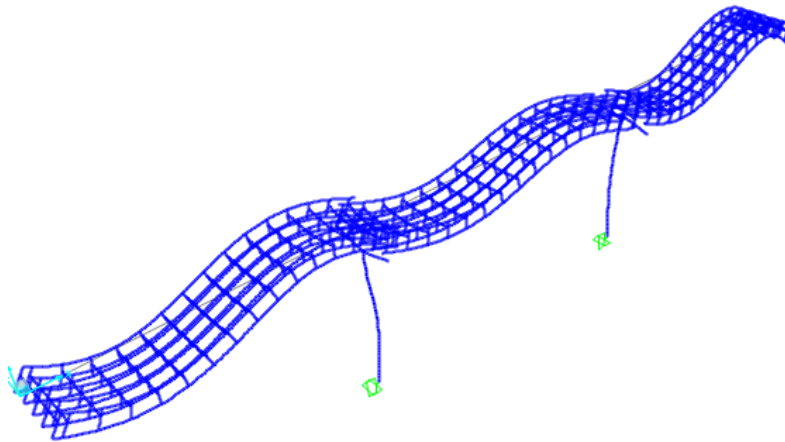
Gráfico 6. Desplazamientos en el puente debido a la  $S_a$  de la estructura  
Fuente: Cuadro 34

A continuación se muestran los 3 modos de vibración tanto en sentido "x" y "y" con mayores masas participativas en el puente, así como los periodos fundamentales como sus frecuencias respectivas.

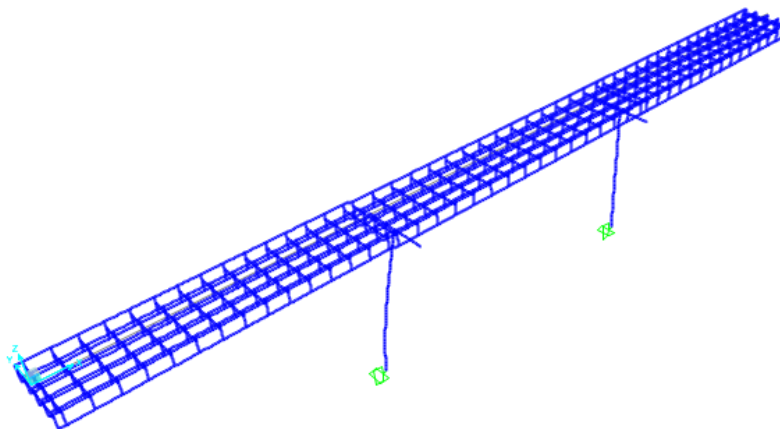
**Orientación X: Longitudinal:**



Modo de vibración: 1  
Periodo: 1.617 s  
Frecuencia: 0.618 Hz

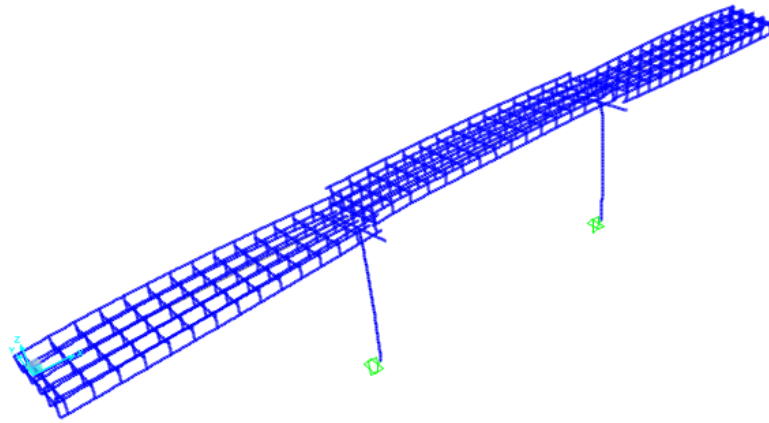


Modo de vibración: 25  
Periodo: 0.065 s  
Frecuencia: 15.31 Hz

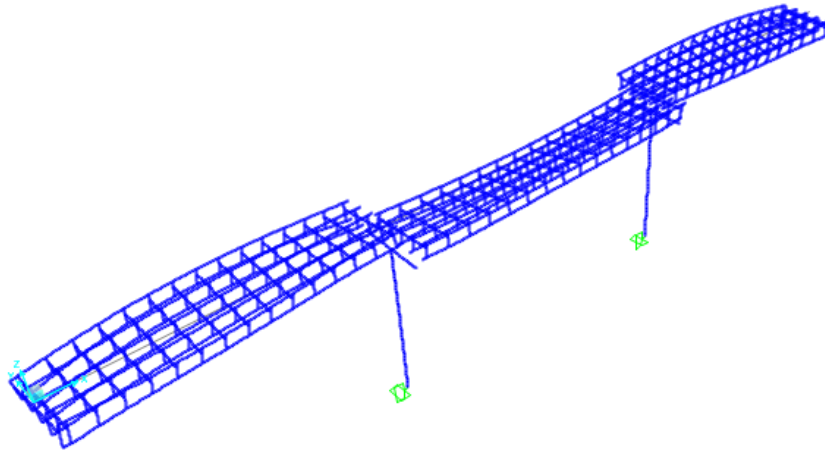


Modo de vibración: 2  
Periodo: 0.717 s  
Frecuencia: 1.385 Hz

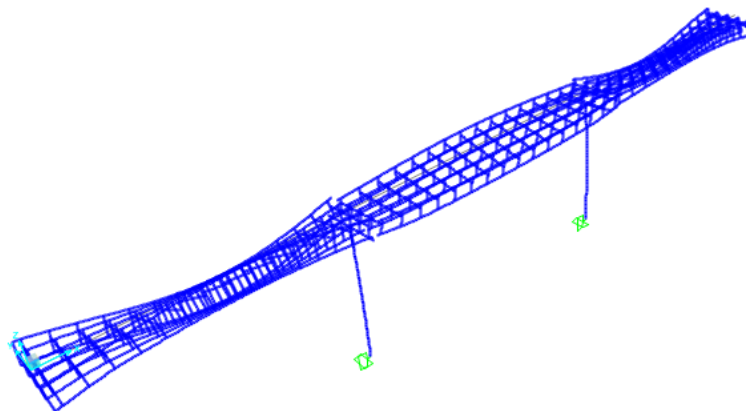
**Orientación Y: Transversal:**



Modo de vibración: 3  
Periodo: 0.582 s  
Frecuencia: 1.718 Hz



Modo de vibración: 5  
Periodo: 0.352 s  
Frecuencia: 2.841 Hz



Modo de vibración: 11  
Periodo: 0.155 s  
Frecuencia: 6.454 Hz

## Análisis modal espectral con apoyos elastoméricos (Rubber bearing)

Seguidamente se presentan los resultados que se obtienen luego de colocar en los mismos modelos analizados anteriormente, los apoyos elastoméricos con la intención principal de aumentar el período de vibración de la estructura, para con ello reducir la pseudo-aceleración que sufre.

Estos resultados se obtuvieron con base en una memoria de cálculo iterativa hasta que los períodos y aceleraciones que presentara la estructura convergieran en un resultado

### Puente sobre el Río Tres Amigos

**Cuadro 35. Porcentajes de la masa modal participativa con base en los modos de vibración**

Cantidad de modos de vibración	16
Masa participativa en Ux	0.981 Ok, cumple
Masa participativa en Uy	0.963 Ok, cumple
Masa participativa en Rz	0.998 Ok, cumple
S <sub>a</sub> obtenida (iteración)	0.303

Fuente: Elaboración Propia.

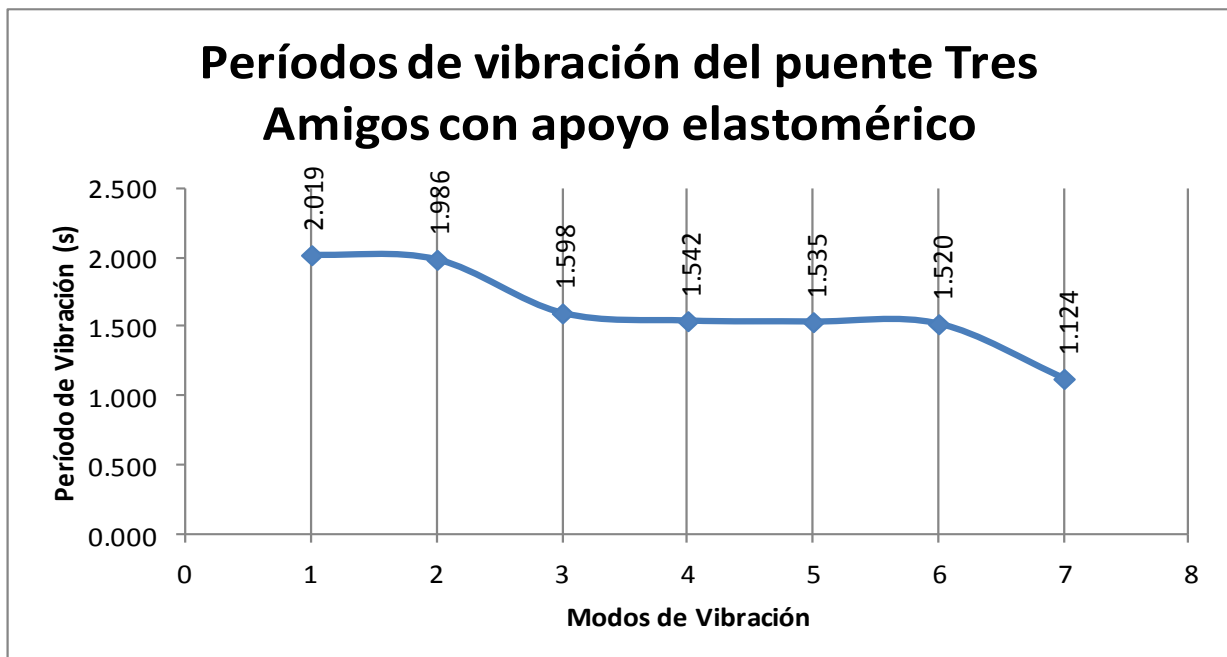


Gráfico 7. Períodos fundamentales de los primeros 7 modos de vibración con apoyos RB

Fuente: Apéndice 12

Se ejemplifican únicamente los primeros 7 modos de vibración para esta sección, ya que generalmente en estos modos son los que participan la mayoría de la masa del puente, pero principalmente para tener un marco de referencia comparativo de periodos en los mismos modos de vibración para todos los puentes.

**Cuadro 36. Características principales del sistema del apoyo RB de la estructura**

ITEM	Magnitud	Comentario
$S_a$ máxima	1.025	Espectro de aceleración
$0.3*S_a$ (Valor deseado)	0.308	Reducción pseudoaceleración
Periodo Propuesto ( $T_D$ )	2.00 s	Periodo Meta
$K_H$	28295.88 kg/m	Valor con condiciones iniciales
$D_d$	0.251 m	Valor con condiciones iniciales
$\dot{A}_{req}$	0.0552 m <sup>2</sup>	Valor con condiciones iniciales
$\dot{A}_{prop}$	0.0555 m <sup>2</sup>	Valor obtenido por iteración
$K_{H,recalculado}$	28407.20 kg/m	Valor obtenido por iteración
Diferencia en KH (%)	0.39%	Valor aceptado
$K_V$	4038658.54 kg/m	Valor calculado
$T_{D,recalculado}$	1.996 s	Valor obtenido por iteración
Diferencia de T (%)	0.20%	Valor aceptado
$S_a$ obtenida	0.303	Revisión pseudoaceleración
$D_d$ obtenido	0.250 m	Revisión desplazamiento

Fuente: Apéndice 13

CUADRO 37. REVISIÓN DE LOS APOYOS RB		
$\sigma_s$	507122.25 kg/m <sup>2</sup>	4.60MPa
$0.7hr_i > hr_e$	Ok, cumple	
$\sigma_s < 1.25GS$	Ok cumple	
$\sigma_s < 1.25$ ksi	Ok, cumple	1.25ksi = 880683.58kh/m <sup>2</sup>
$\epsilon_{int} * hr_i < 0.07*hr_i$	Ok, cumple	Anexo

Fuente: Elaboración Propia.

CUADRO 38. COMPARACIÓN ENTRE EL PERÍODO IMPUESTO, OBTENIDO POR ITERACIÓN Y POR CSI BRIDGE		
Periodo Impuesto	Periodo Iterativo	Periodo de modelo Estructural
2.00 s	1.996 s	2.019 s

Fuente: Elaboración Propia



**Cuadro 39. Comparación del periodo y aceleración para los primeros 7 modos de vibración con apoyos convencionales**

Modos de Vibración	Apoyos convencionales CSI BRIDGE	Apoyos elastoméricos CSI BRIDGE	Aumento en el periodo	Sa para apoyos convencionales	Sa para apoyos elastoméricos	Reducción de Sa (%)
1	0.721 s	2.019 s	280.09%	0.839	0.300	64.27%
2	0.672 s	1.986 s	295.52%	0.902	0.305	66.19%
3	0.653 s	1.598 s	244.78%	0.926	0.379	59.07%
4	0.387 s	1.542 s	398.53%	1.025	0.393	61.66%
5	0.321 s	1.535 s	478.26%	1.025	0.395	61.46%
6	0.235 s	1.520 s	646.83%	1.025	0.399	61.07%
7	0.213 s	1.124 s	527.75%	1.025	0.541	47.22%

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel

**Cuadro 40. Desplazamiento de la estructura de acuerdo con los periodos fundamentales de los modos de vibración**

Modos de Vibración	Periodo Fundamental	Desplazamiento resultante	Desplazamiento con apoyos convencionales	Cambio porcentual en desplazamiento
1	2.019	25.30 cm	10.84 cm	57.15%
2	1.986	24.88 cm	10.10cm	59.40%
3	1.598	20.03 cm	9.82 cm	50.96%
4	1.542	19.32 cm	5.81 cm	69.93%
5	1.535	19.23 cm	4.82 cm	74.94%
6	1.520	19.04 cm	3.53 cm	81.46%
7	1.124	14.08 cm	3.21 cm	77.21%

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel

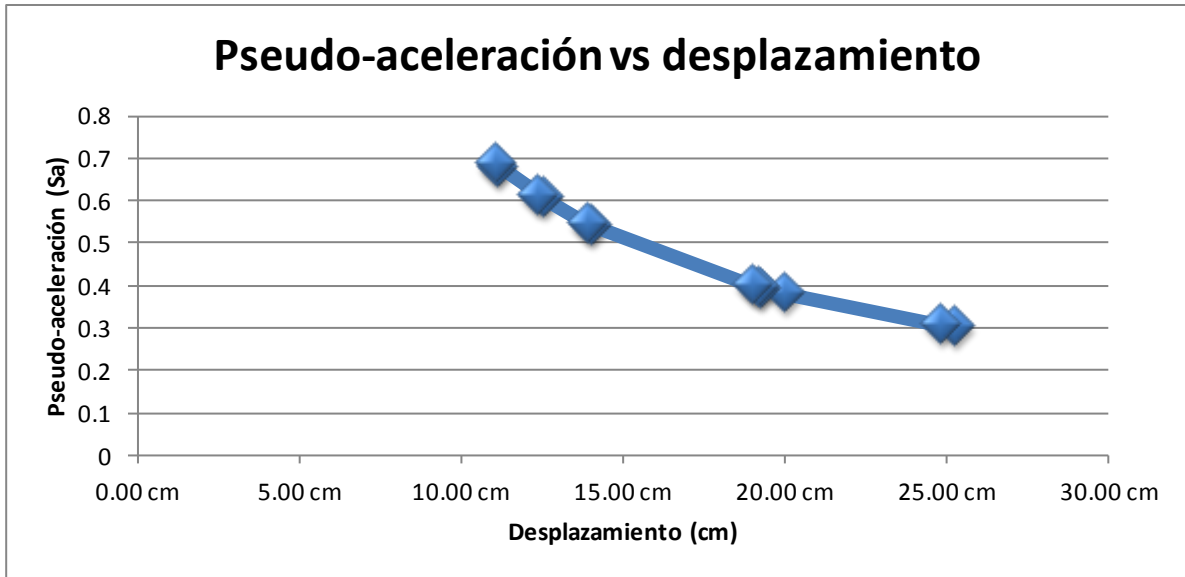
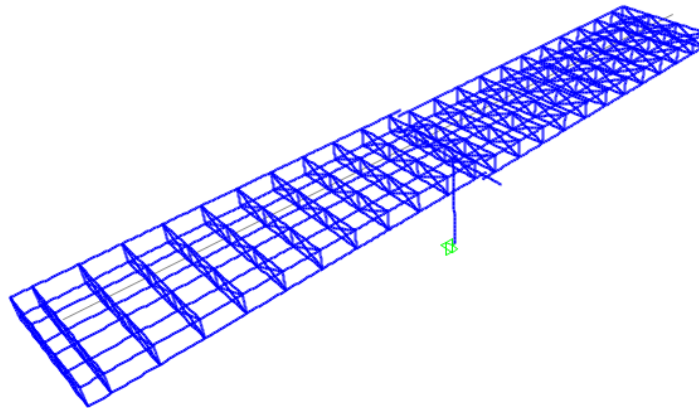


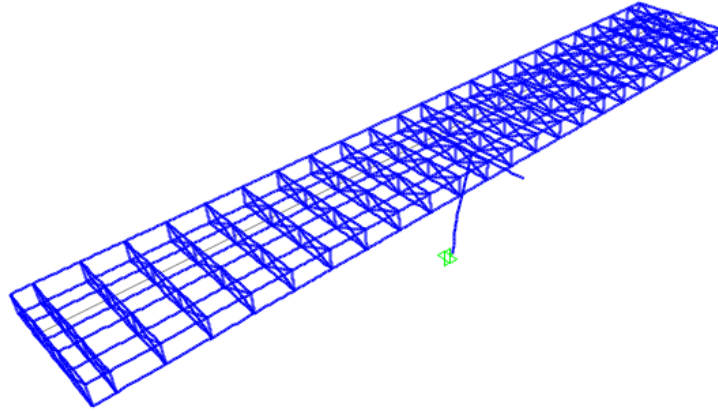
Gráfico 8. Desplazamientos en el puente debido a la  $S_a$  de la estructura  
Fuente: Cuadro 40

A continuación se muestran los 3 modos de vibración tanto en sentido "x" y "y" con mayores masas participativas en el puente, así como los periodos fundamentales como sus frecuencias respectivas.

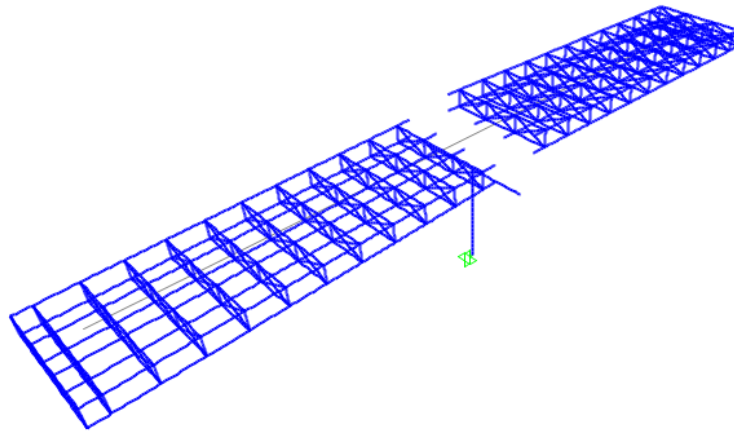
#### Orientación X: Longitudinal:



Modo de vibración: 3  
Periodo: 1.60 s  
Frecuencia: 0.63 Hz

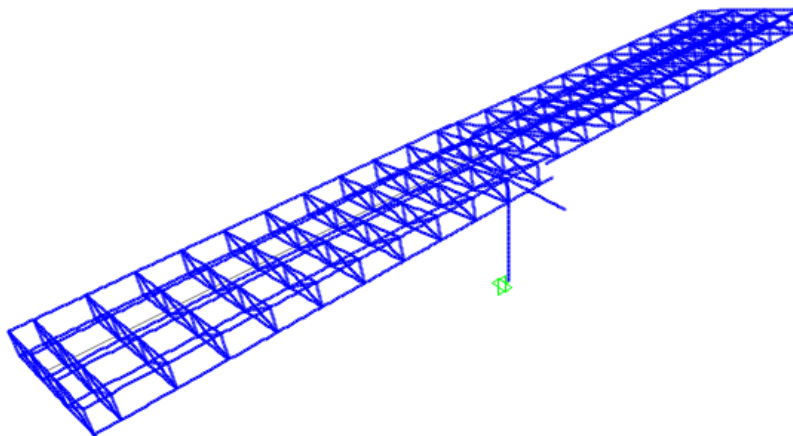


Modo de vibración: 15  
Periodo: 0.211 s  
Frecuencia: 4.73 Hz

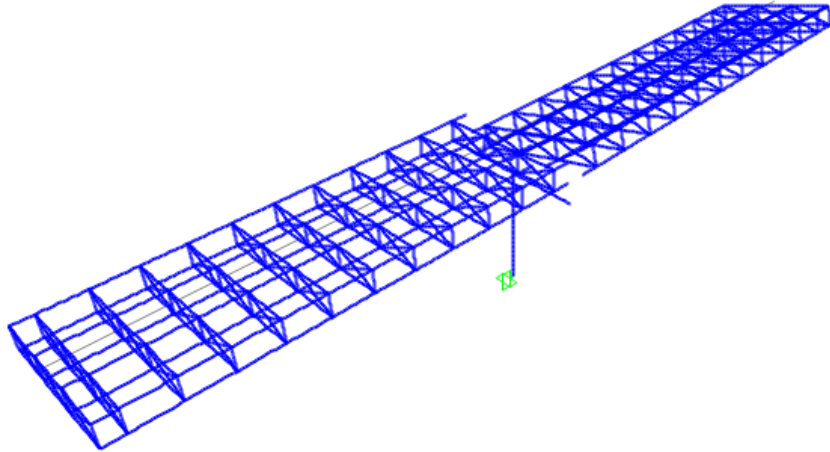


Modo de vibración: 4  
Periodo: 1.54 s  
Frecuencia: 0.64 Hz

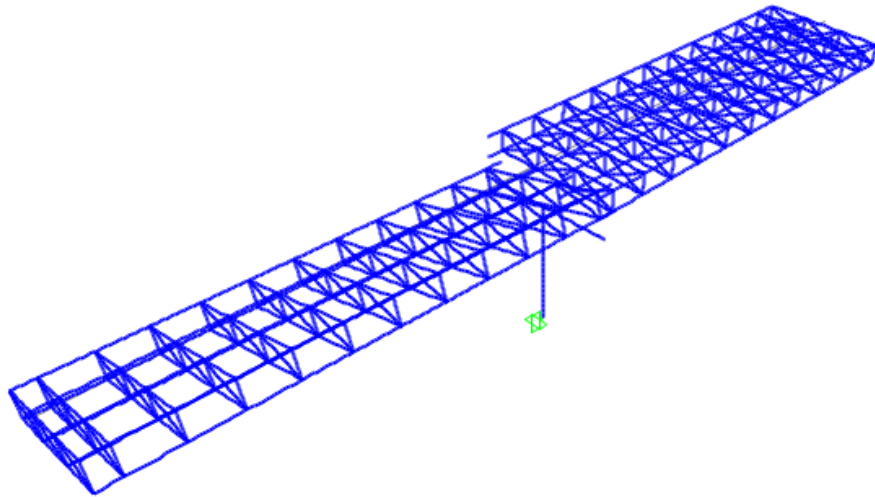
### Orientación Y: Transversal:



Modo de vibración: 1  
Periodo: 2.019 s  
Frecuencia: 0.495 Hz



Modo de vibración: 7  
Periodo: 1.124 s  
Frecuencia: 0.890 Hz



Modo de vibración: 10  
Periodo: 1.112 s  
Frecuencia: 0.899 Hz

## Puente sobre el Río Sarapiquí

**Cuadro 41. Porcentajes de la masa modal participativa con base en los modos de de vibración**

Cantidad de modos de vibración	24	
Masa participativa en Ux	0.955	Ok, cumple
Masa participativa en Uy	0.902	Ok, cumple
Masa participativa en Rz	0.955	Ok, cumple
S <sub>a</sub> obtenida (iteración)	0.359	

Fuente: Elaboración Propia.

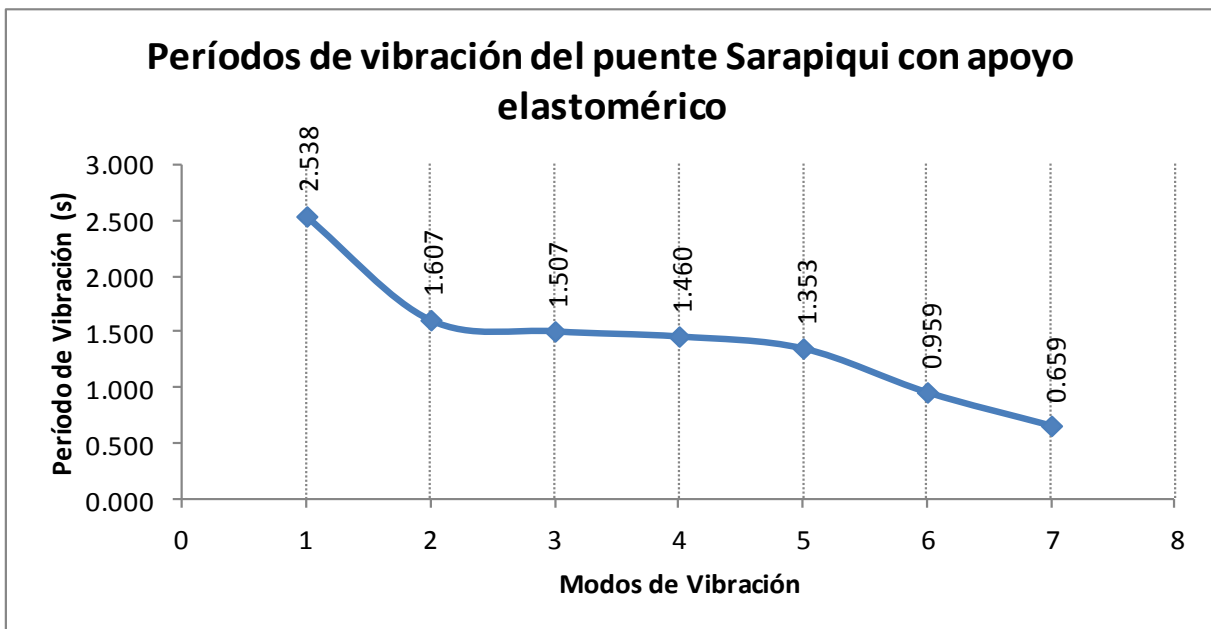


Gráfico 9. Periodos fundamentales de los primeros 7 modos de vibración con apoyos RB  
Fuente: Apéndice 14

Se ejemplifican únicamente los primeros 7 modos de vibración para esta sección, ya que generalmente en estos modos son los que participan la mayoría de la masa del puente, pero principalmente para tener un marco de referencia comparativo de periodos en los mismos modos de vibración para todos los puentes.

**Cuadro 42. Características principales del sistema del apoyo RB de la estructura**

ITEM	Magnitud	Comentario
$S_a$ máxima	0.951	Espectro de aceleración
$0.4*S_a$ (Valor deseado)	0.380	Reducción pseudoaceleración
Periodo Propuesto ( $T_D$ )	2.45 s	Periodo Meta
$K_H$	19234.38 kg/m	Valor con condiciones iniciales
$D_d$	0.35 m	Valor con condiciones iniciales
$\dot{A}_{req}$	0.0526 m <sup>2</sup>	Valor con condiciones iniciales
$\dot{A}_{prop}$	0.0529 m <sup>2</sup>	Valor obtenido por iteración
$K_{H,recalculado}$	19338.26 kg/m	Valor obtenido por iteración
Diferencia en $K_H$ (%)	0.54%	Valor aceptado
$K_v$	3602032.58 kg/m	Valor calculado
$T_{D,recalculado}$	2.44 s	Valor obtenido por iteración
Diferencia de $T$ (%)	0.27%	Valor aceptado
$S_a$ obtenida	0.359	Revisión pseudoaceleración
$D_d$ obtenido	0.35 m	Revisión desplazamiento

Fuente: Apéndice 15

<b>CUADRO 43. REVISIÓN DE LOS APOYOS RB</b>		
$\sigma_s$	542330.35 kg/m <sup>2</sup>	5.3 MPa
$0.7hr_i > hr_e$	Ok, cumple	
$\sigma_s < 1.25GS$	Ok cumple	
$\sigma_s < 1.25 \text{ ksi}$	Ok, cumple	1.25ksi = 880683.58kh/m <sup>2</sup>
$\epsilon_{int} * hr_i < 0.07 * hr_i$	Ok, cumple	

Fuente: Elaboración Propia.

<b>CUADRO 44. COMPARACIÓN ENTRE EL PERÍODO IMPUESTO, OBTENIDO POR ITERACIÓN Y POR CSI BRIDGE</b>		
Periodo Impuesto	Periodo Iterativo	Periodo de modelo Estructural
2.45 s	2.44 s	2.538 s

Fuente: Elaboración Propia.

**Cuadro 45. Comparación del periodo y aceleración para los primeros 7 modos de vibración con apoyos convencionales**

Modos de Vibración	Apoyos convencionales CSI BRIDGE	Apoyos elastoméricos CSI BRIDGE	Aumento en el periodo	S <sub>a</sub> para apoyos convencionales	S <sub>a</sub> para apoyos elastoméricos	Reducción de S <sub>a</sub> (%)
1	1.617	2.538	156.90%	0.487	0.354	27.31%
2	0.717	1.607	224.15%	0.951	0.489	48.58%
3	0.582	1.507	258.83%	0.951	0.515	45.85%
4	0.430	1.460	339.77%	0.951	0.527	44.58%
5	0.352	1.353	384.28%	0.951	0.556	41.54%
6	0.288	0.959	333.11%	0.951	0.722	24.08%
7	0.284	0.659	232.41%	0.951	0.951	0.00%

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel.

**Cuadro 46. Desplazamiento de la estructura de acuerdo con los periodos fundamentales de los modos de vibración**

Modos de Vibración	Periodo Fundamental	Desplazamiento resultante	Cambio porcentual en desplazamiento
1	2.538	36.36 cm	23.51%
2	1.607	23.03 cm	46.46%
3	1.507	21.59 cm	53.64%
4	1.460	20.93 cm	64.69%
5	1.353	19.38 cm	68.78%
6	0.959	13.74 cm	63.97%
7	0.659	9.44 cm	48.31%

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel.

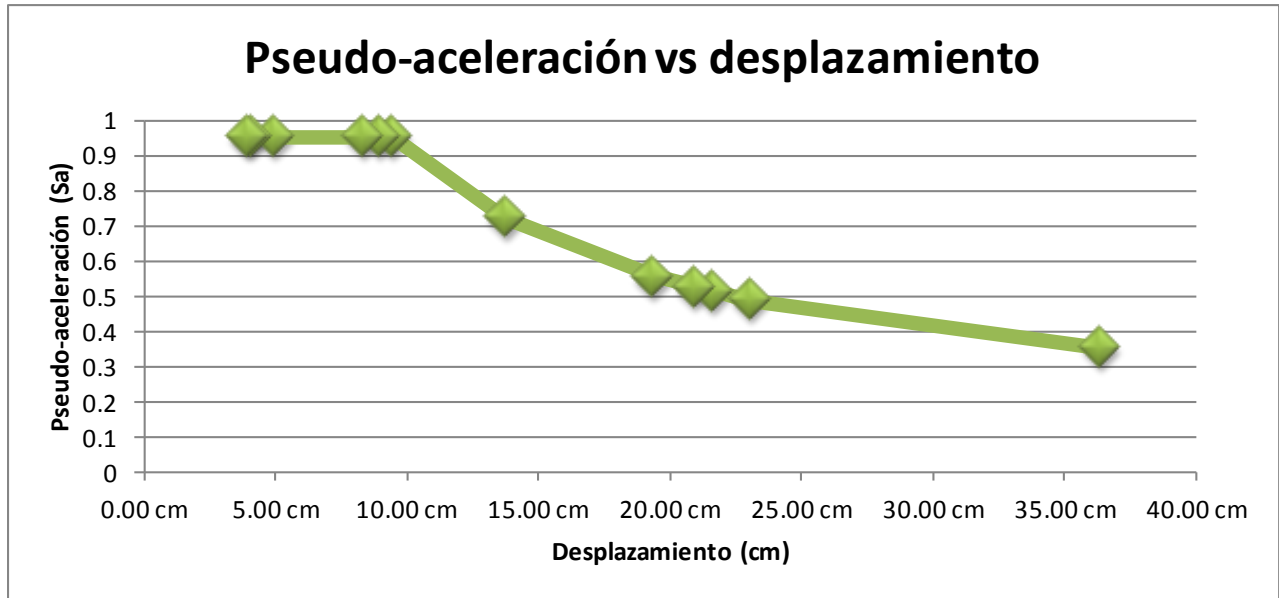
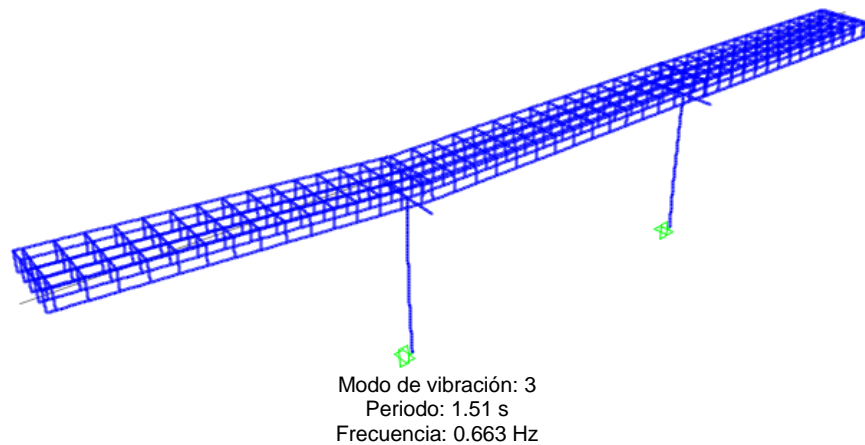


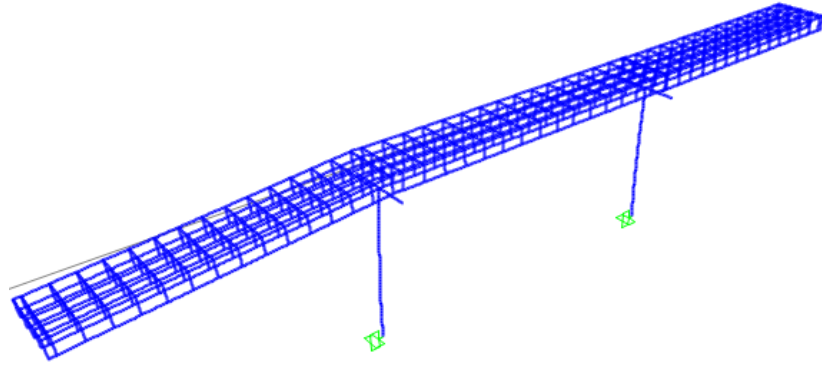
Gráfico 10. Desplazamientos en el puente debido a la  $S_a$  de la estructura  
Fuente: Cuadro 46

A continuación se muestran los 3 modos de vibración tanto en sentido "x" y "y" con mayores masas participativas en el puente, así como los periodos fundamentales como sus frecuencias respectivas.

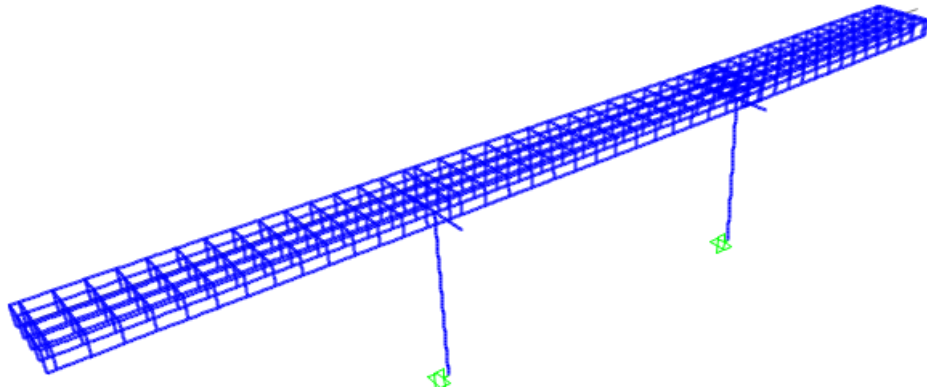
**Orientación X: Longitudinal:**





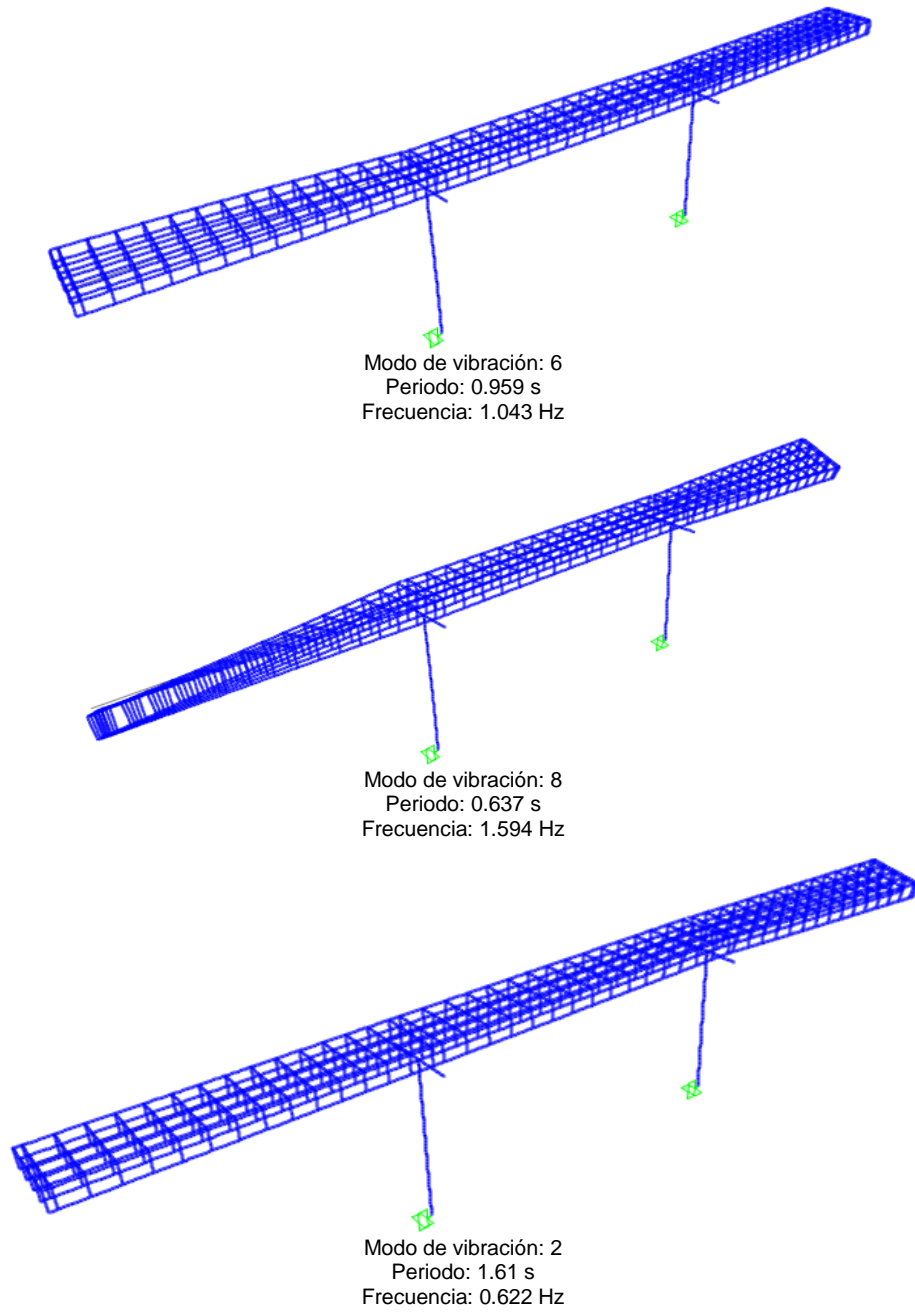


Modo de vibración: 5  
Periodo: 1.35 s  
Frecuencia: 0.74 Hz



Modo de vibración: 1  
Periodo: 2.54 s  
Frecuencia: 0.394 Hz

**Orientación Y: Transversal:**



## Análisis modal espectral con apoyos elastoméricos con núcleo de plomo (Lead Rubber Bearing)

A continuación se muestran los resultados obtenidos debido a la colocación de los apoyos con núcleo de plomo en los modelos estructurales, buscando aumentar el período de vibración de la estructura, para con ello reducir la pseudo-aceleración que sufre.

Estos resultados se obtuvieron con base en una memoria de cálculo iterativa hasta que los períodos y aceleraciones que presentara la estructura convergieran en un resultado.

### Puente sobre el Río Tres Amigos

**Cuadro 47. Porcentajes de la masa modal participativa con base en los modos de vibración**

Cantidad de modos de vibración	16
Masa participativa en Ux	0.982 Ok, cumple
Masa participativa en Uy	0.963 Ok, cumple
Masa participativa en Rz	0.999 Ok, cumple
S <sub>a</sub> obtenida (iteración)	0.303

Fuente: Elaboración Propia

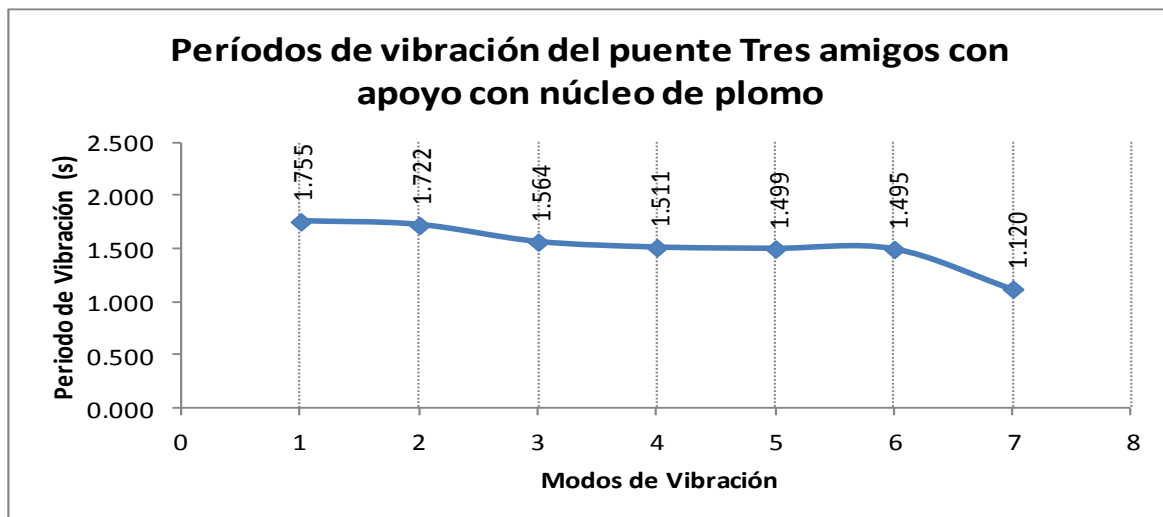


Gráfico 11. Períodos fundamentales de los primeros 7 modos de vibración con apoyos LRB

Fuente: Apéndice 16

Se ejemplifican únicamente los primeros 7 modos de vibración para esta sección, ya que generalmente en estos modos son los que participan la mayoría de la masa del puente, pero principalmente para tener un marco de referencia comparativo de periodos en los mismos modos de vibración para todos los puentes.

**Cuadro 48. Características principales del sistema del apoyo LRB de la estructura**

ITEM	Magnitud	Comentario
$S_a$ máxima	1.025	Espectro de aceleración
$0.3*S_a$ (Valor deseado)	0.308	Reducción pseudoaceleración
Periodo Propuesto ( $T_D$ )	2.00 s	Periodo Meta
$K_{eff}$	28295.88 kg/m	Valor con condiciones iniciales
$D_d$	0.19 m	Valor con condiciones iniciales
$K_d$	17184.12 kg/m	Valor con condiciones iniciales
$\dot{A}_{req, plomo}$	20.70 cm <sup>2</sup>	Valor con condiciones iniciales
$\dot{A}_{prop, plomo}$	20.83 cm <sup>2</sup>	Valor obtenido por iteración
$K_e$	11179.70 kg/m	Valor obtenido por iteración
$K_{d,recalculado}$	17184.12 kg/m	Valor obtenido por iteración
$K_{eff, recalculado}$	28363.81 kg/m	Valor calculado
$T_{d,recalculado}$	1.998 s	Valor obtenido por iteración
Diferencia de T (%)	0.001%	Valor aceptado
$S_a$ obtenida	0.3025	Revisión pseudoaceleración
$D_d$ obtenido	0.188 m	Revisión desplazamiento

Fuente: Apéndice 17

**CUADRO 49. COMPARACIÓN ENTRE EL PERÍODO IMPUESTO, OBTENIDO POR ITERACIÓN Y POR CSI BRIDGE**

Periodo Impuesto	Periodo Iterativo	Periodo de modelo Estructural
2.00 s	1.998 s	1.76 s

Fuente: Elaboración Propia

**Cuadro 50. Comparación del comportamiento del periodo y aceleración para los primeros 7 modos de vibración con apoyos convencionales**

Modos de Vibración	Apoyos convencionales CSI BRIDGE	Apoyos con núcleo de plomo CSI BRIDGE	Aumento en el periodo	S <sub>a</sub> para apoyos convencionales	S <sub>a</sub> para apoyos LRB	Reducción de S <sub>a</sub> (%)
1	0.721 s	1.755 s	243.46%	0.839	0.345	58.88%
2	0.672 s	1.722 s	256.18%	0.902	0.352	60.98%
3	0.653 s	1.564 s	239.46%	0.926	0.388	58.10%
4	0.387 s	1.511 s	390.50%	1.025	0.401	60.88%
5	0.321 s	1.499 s	467.01%	1.025	0.404	60.59%
6	0.235 s	1.495 s	636.27%	1.025	0.405	60.49%
7	0.213 s	1.120 s	525.65%	1.025	0.543	47.02%

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel

**Cuadro 51. Desplazamiento de la estructura de acuerdo con los periodos fundamentales de los modos de vibración**

Modos de Vibración	Periodo Fundamental	Desplazamiento resultante	Desplazamiento con apoyos convencionales	Cambio porcentual en desplazamiento
1	1.755	16.49 cm	10.84 cm	34.28%
2	1.722	16.18 cm	10.10 cm	37.56%
3	1.564	14.69 cm	9.82 cm	33.16%
4	1.511	14.20 cm	5.81 cm	59.08%
5	1.499	14.09 cm	4.82 cm	65.78%
6	1.495	14.05 cm	3.53 cm	74.87%
7	1.120	10.52 cm	3.21	69.49%

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel

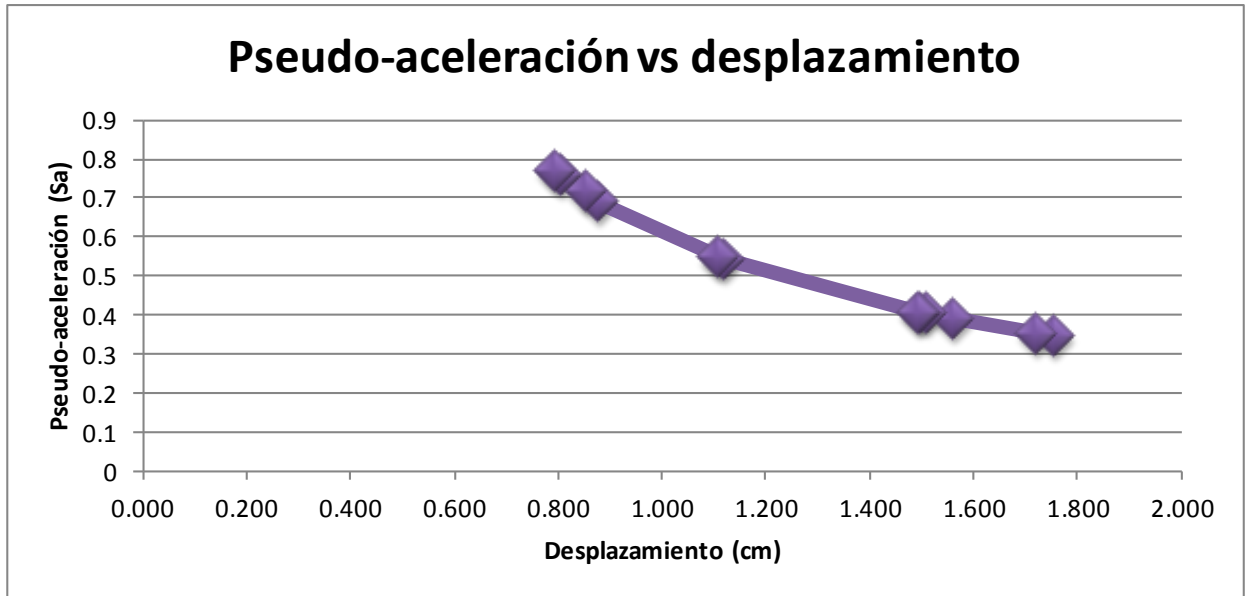
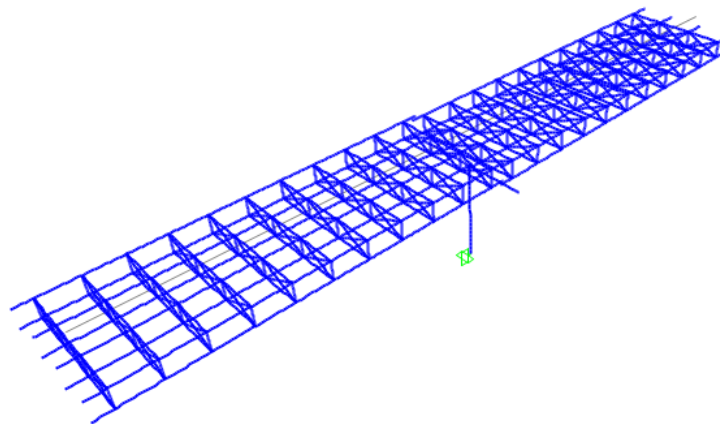


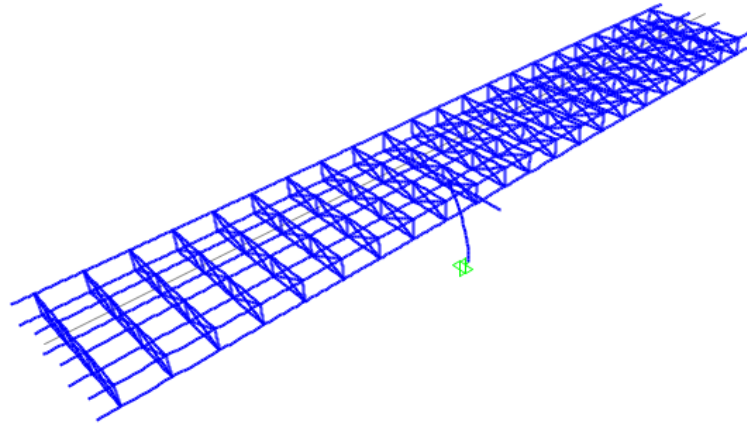
Gráfico 12. Desplazamientos en el puente debido a la  $S_a$  de la estructura  
Fuente: Cuadro 46

A continuación se muestran los 3 modos de vibración tanto en sentido "x" y "y" con mayores masas participativas en el puente, así como los periodos fundamentales como sus frecuencias respectivas.

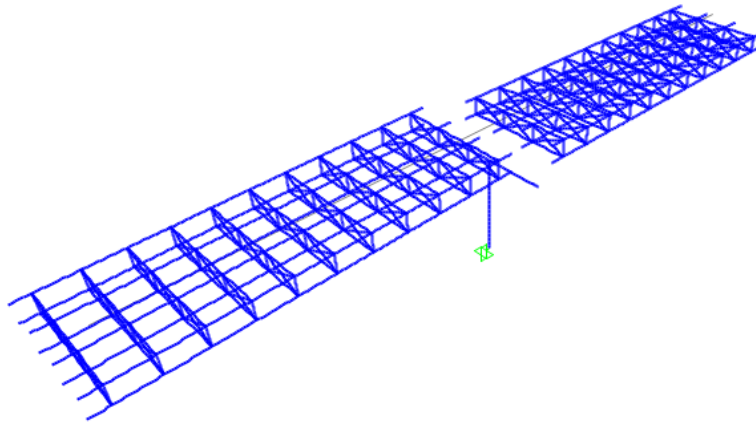
#### Orientación X: Longitudinal:



Modo de vibración: 3  
Período: 1.564 s  
Frecuencia: 0.64 Hz

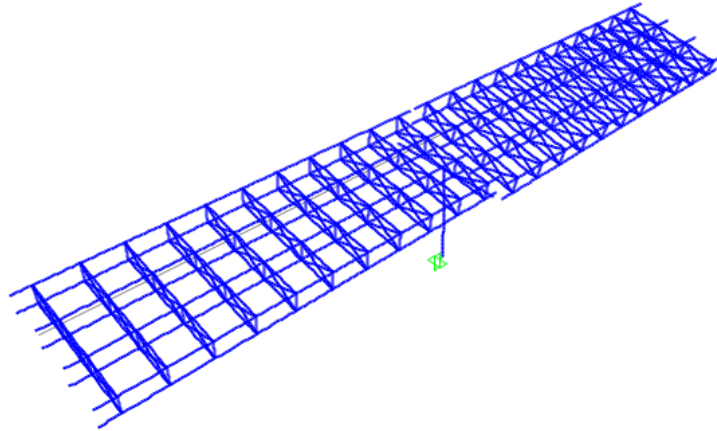


Modo de vibración: 15  
Periodo: 0.19 s  
Frecuencia: 5.13 Hz

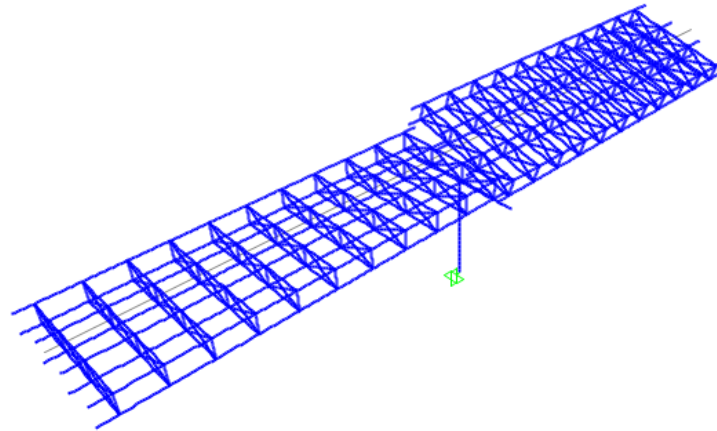


Modo de vibración: 5  
Periodo: 1.50 s  
Frecuencia: 0.67 Hz

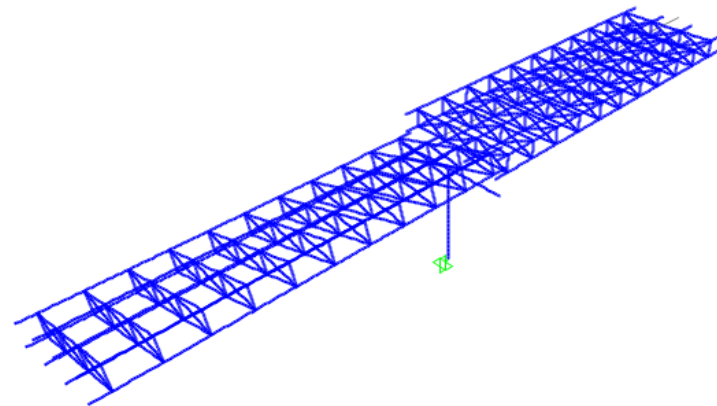
**Orientación Y: Transversal:**



Modo de vibración: 1  
Periodo: 1.76 s  
Frecuencia: 0.57 Hz



Modo de vibración: 7  
Periodo: 1.12 s  
Frecuencia: 0.89 Hz



Modo de vibración: 8  
Periodo: 1.11 s  
Frecuencia: 0.90 Hz



## Puente sobre el Río Sarapiquí

**Cuadro 52. Porcentajes de la masa modal participativa con base en los modos de vibración**

Cantidad de modos de vibración	34
Masa participativa en Ux	0.964 Ok, cumple
Masa participativa en Uy	0.901 Ok, cumple
Masa participativa en Rz	0.944 Ok, cumple
S <sub>a</sub> obtenida (iteración)	0.364

Fuente: Elaboración Propia

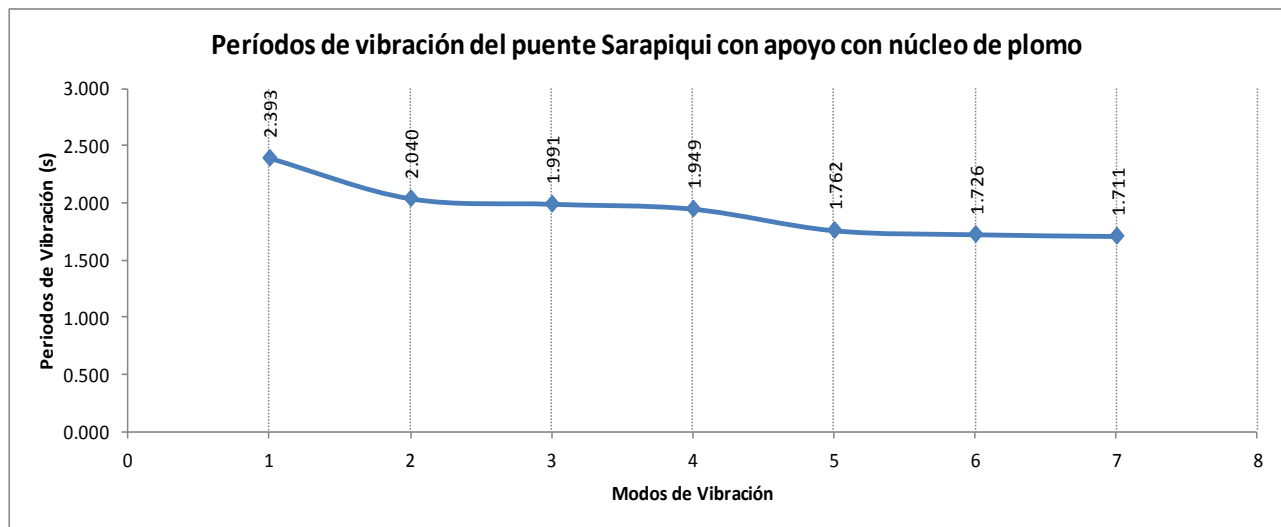


Gráfico 13. Periodos fundamentales de los primeros 7 modos de vibración con apoyos LRB  
Fuente: Apéndice 18

Se ejemplifican únicamente los primeros 7 modos de vibración para esta sección, ya que generalmente en estos modos son los que participan la mayoría de la masa del puente, pero principalmente para tener un marco de referencia comparativo de períodos en los mismos modos de vibración para todos los puentes.

**Cuadro 53. Características principales del sistema del apoyo LRB de la estructura**

ITEM	Magnitud	Comentario
$S_a$ máxima	0.951	Espectro de aceleración
$0.4*S_a$ (Valor deseado)	0.380	Reducción pseudoaceleración
Periodo Propuesto ( $T_D$ )	2.45 s	Periodo Meta
$K_{eff}$	19234.38 kg/m	Valor con condiciones iniciales
$D_d$	0.26 m	Valor con condiciones iniciales
$K_d$	11681.06 kg/m	Valor con condiciones iniciales
$\dot{A}_{req, plomo}$	19.50 cm <sup>2</sup>	Valor con condiciones iniciales
$\dot{A}_{prop, plomo}$	21.65 cm <sup>2</sup>	Valor obtenido por iteración
$K_e$	8383.52 kg/m	Valor obtenido por iteración
$K_{d,recalculado}$	11681.06 kg/m	Valor obtenido por iteración
$K_{eff, recalculado}$	20064.57 kg/m	Valor calculado
$T_{d,recalculado}$	2.399 s	Valor obtenido por iteración
Diferencia de T (%)	0.0004%	Valor aceptado
$S_a$ obtenida	0.364]	Revisión pseudoaceleración
$D_d$ obtenido	0.258 m	Revisión desplazamiento

Fuente: Apéndice 19

**CUADRO 54. COMPARACIÓN ENTRE EL PERÍODO IMPUESTO, OBTENIDO POR ITERACIÓN Y POR CSI BRIDGE**

Periodo Impuesto	Periodo Iterativo	Periodo de modelo Estructural
2.45 s	2.39s	2.393

Fuente: Elaboración Propia

**Cuadro 55. Comparación del periodo y aceleración para los primeros 7 modos de vibración con apoyos convencionales**

Modos de Vibración	Apoyos convencionales CSI BRIDGE	Apoyos con núcleo de plomo CSI BRIDGE	Aumento en el periodo	S <sub>a</sub> para apoyos convencionales	S <sub>a</sub> para apoyos LRB	Reducción de S <sub>a</sub> (%)
1	1.617 s	2.393 s	147.96%	0.487	0.368	24.44%
2	0.717 s	2.040 s	284.49%	0.951	0.410	56.89%
3	0.582 s	1.991 s	342.10%	0.951	0.418	56.05%
4	0.430 s	1.949 s	453.43%	0.951	0.424	55.42%
5	0.352 s	1.762 s	500.50%	0.951	0.458	51.84%
6	0.288 s	1.726 s	599.82%	0.951	0.465	51.10%
7	0.284 s	1.711 s	603.58%	0.951	0.468	50.79%

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel

**Cuadro 56. Desplazamiento de la estructura de acuerdo con los periodos fundamentales de los modos de vibración**

Modos de Vibración	Periodo Fundamental (s)	Desplazamiento resultante	Cambio porcentual en desplazamiento
1	2.393	25.72 cm	-8.13%
2	2.040	21.92 cm	43.75%
3	1.991	21.40 cm	53.22%
4	1.949	20.95 cm	64.73%
5	1.762	18.93 cm	68.04%
6	1.726	18.55 cm	73.32%
7	1.711	18.39 cm	73.46%

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel

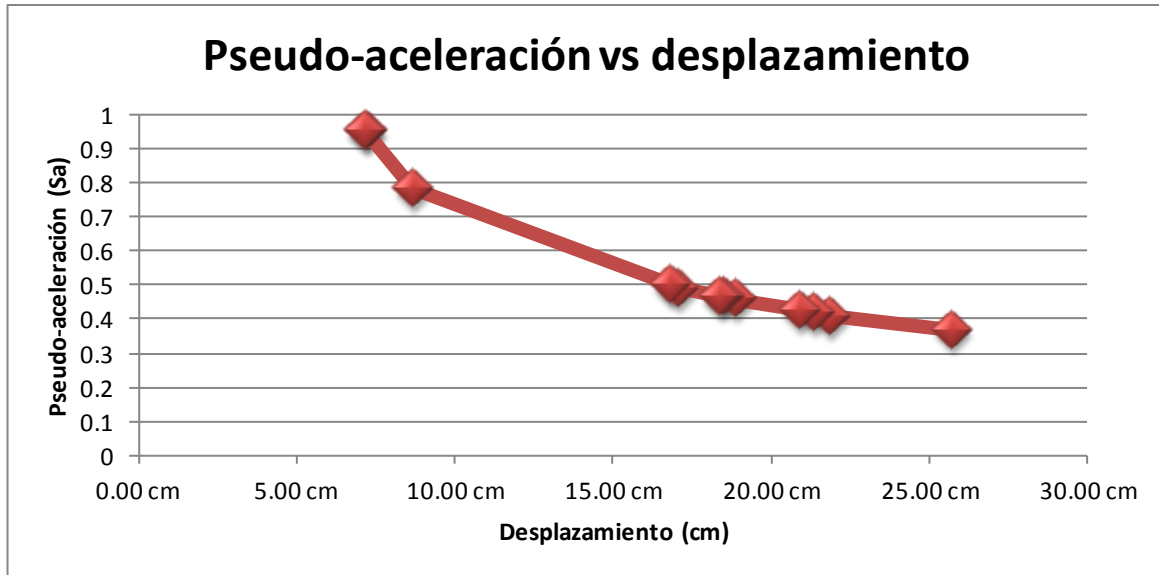
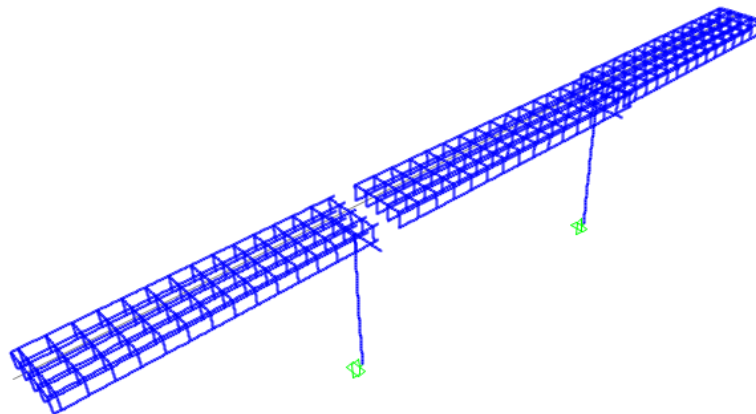


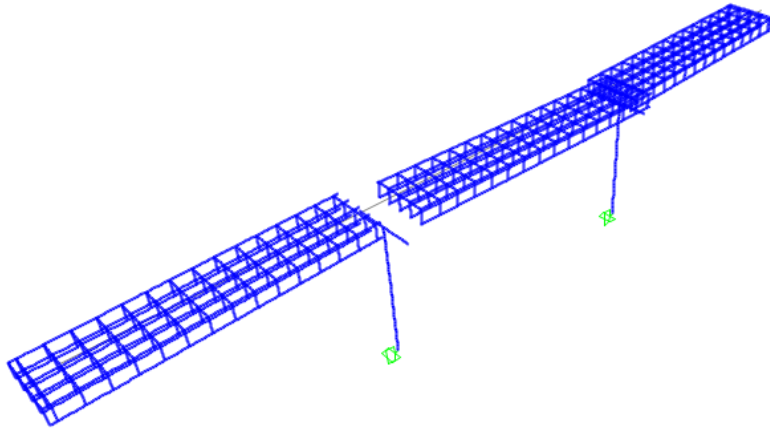
Gráfico 14. Desplazamientos en el puente debido a la  $S_a$  de la estructura  
Fuente: Cuadro 46

A continuación se muestran los 3 modos de vibración tanto en sentido "x" y "y" con mayores masas participativas en el puente, así como los periodos fundamentales como sus frecuencias respectivas.

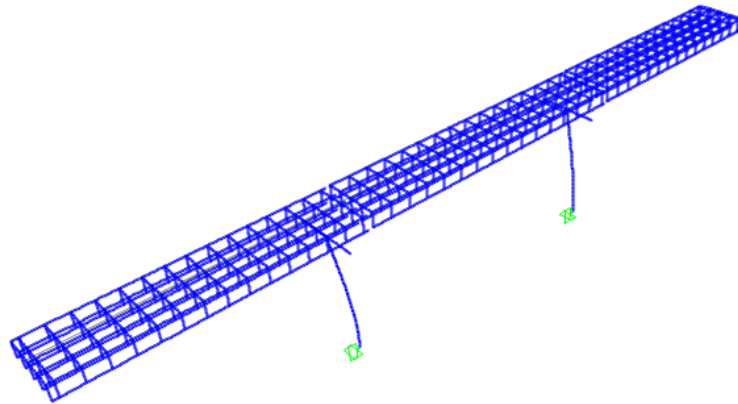
#### Orientación X: Longitudinal:



Modo de vibración: 1  
Periodo: 2.39 s  
Frecuencia: 0.418 Hz

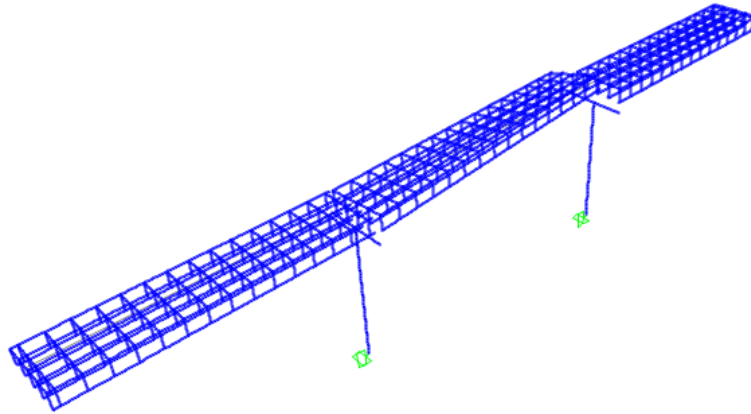


Modo de vibración: 3  
Periodo: 1.991 s  
Frecuencia: 0.502 Hz

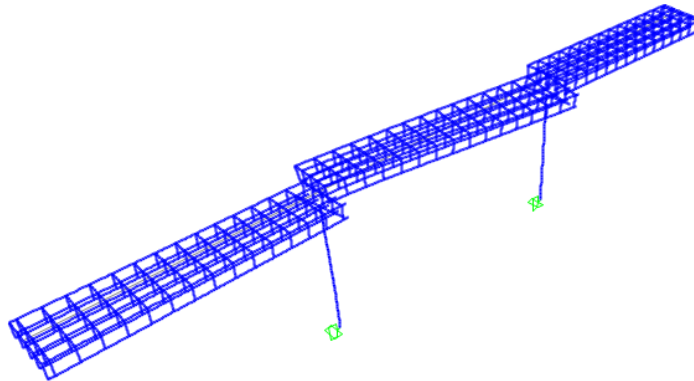


Modo de vibración: 14  
Periodo: 0.586 s  
Frecuencia: 1.710 Hz

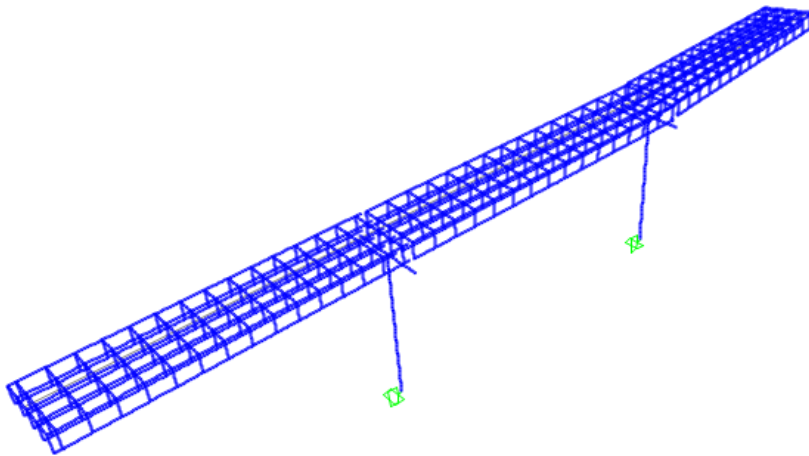
**Orientación Y: Transversal:**



Modo de vibración: 4  
Periodo: 1.949 s  
Frecuencia: 0.513 Hz



Modo de vibración: 16  
Periodo: 0.465 s  
Frecuencia: 2.15 Hz



Modo de vibración: 7  
Periodo: 1.711 s  
Frecuencia: 0.584 Hz

**Cuadro 57. Resumen de cambios porcentuales entre apoyos RB y LRB con respecto a apoyos convencionales para puente Tres Amigos**

Modo de vibración	Reducción en la pseudo-aceleración (%)		Aumento en el periodo fundamental (%)		Aumento en el desplazamiento (%)	
	RB	LRB	RB	LRB	RB	LRB
1	64.27%	58.88%	280.09%	243.46%	57.15%	34.28%
2	66.19%	60.98%	295.52%	256.18%	59.40%	37.56%
3	59.07%	58.10%	244.78%	239.46%	50.96%	33.16%
4	61.66%	60.88%	398.53%	390.50%	69.93%	59.08%
5	61.46%	60.59%	478.26%	467.01%	74.94%	65.78%
6	61.07%	60.49%	646.83%	636.27%	81.46%	74.87%
7	47.22%	47.02%	527.75%	525.65%	77.21%	69.49%

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel

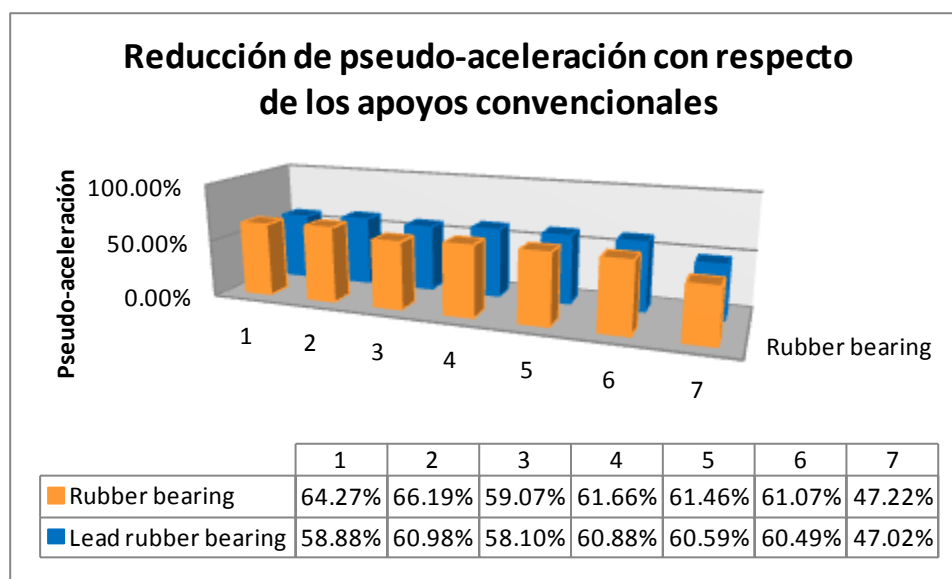
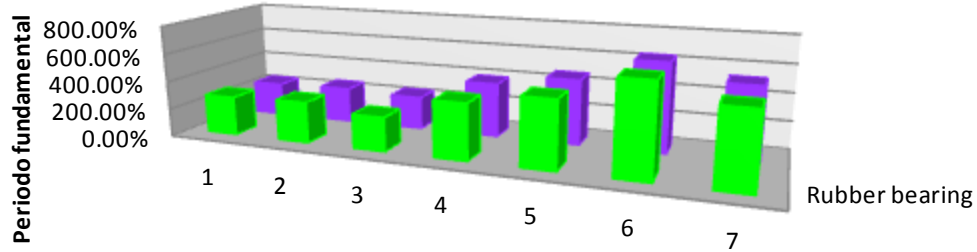


Gráfico 15. Comparación del comportamiento de la pseudo-aceleración entre apoyos  
Fuente: Cuadro 57

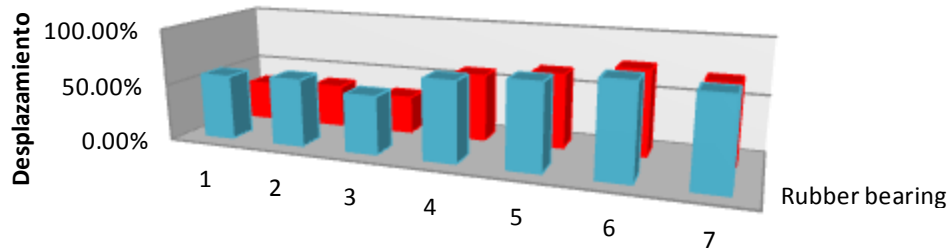
### Aumento en el periodo fundamental con respecto de apoyos convencionales



	1	2	3	4	5	6	7
Rubber bearing	280.09%	295.52%	244.78%	398.53%	478.26%	646.83%	527.75%
Lead rubber bearing	243.46%	256.18%	239.46%	390.50%	467.01%	636.27%	525.65%

Gráfico 16. Comparación del comportamiento del periodo entre apoyos.  
Fuente: Cuadro 57

### Aumento en el desplazamiento con respecto de apoyos convencionales



	1	2	3	4	5	6	7
Rubber bearing	57.15%	59.40%	50.96%	69.93%	74.94%	81.46%	77.21%
Lead rubber bearing	34.28%	37.56%	33.16%	59.08%	65.78%	74.87%	69.49%

Gráfico 17. Comparación del comportamiento del desplazamiento entre apoyos.  
Fuente: Cuadro 57



**Cuadro 58. Resumen de cambios porcentuales entre apoyos RB y LRB con respecto a apoyos convencionales para puente Sarapiquí.**

Modo de vibración	Reducción en la pseudo-aceleración (%)		Aumento en el periodo fundamental (%)		Aumento en el desplazamiento (%)	
	RB	LRB	RB	LRB	RB	LRB
1	27.31%	24.44%	156.90%	147.96%	23.51%	-8.13%
2	48.58%	56.89%	224.15%	284.49%	46.46%	43.75%
3	45.85%	56.05%	258.83%	342.10%	53.64%	53.22%
4	44.58%	55.42%	339.77%	453.43%	64.69%	64.73%
5	41.54%	51.84%	384.28%	500.50%	68.78%	68.04%
6	24.08%	51.10%	333.11%	599.82%	63.97%	73.32%
7	0.00%	50.79%	232.41%	603.58%	48.31%	73.46%

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel

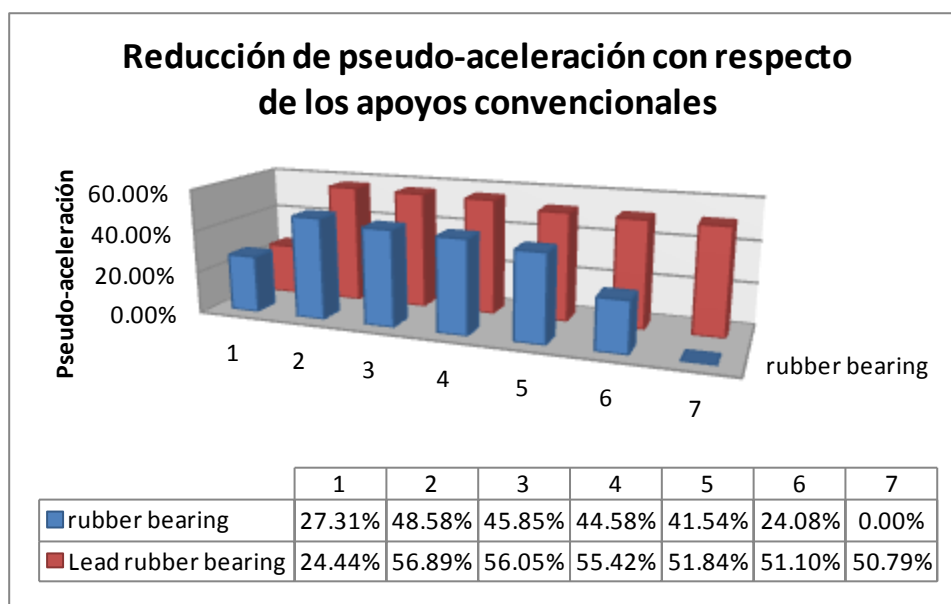
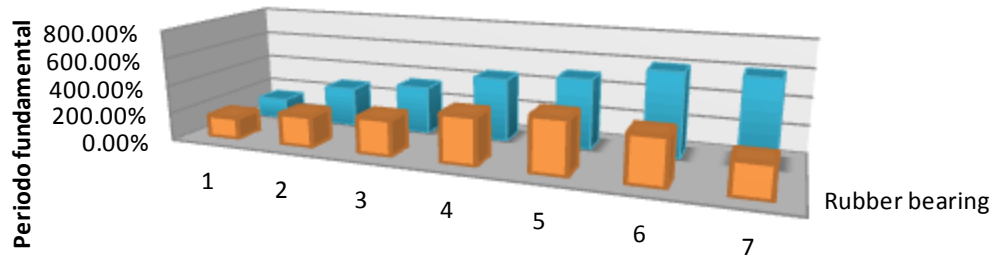


Gráfico 18. Comparación del comportamiento de la pseudo-aceleración entre apoyos

Fuente: Cuadro 58

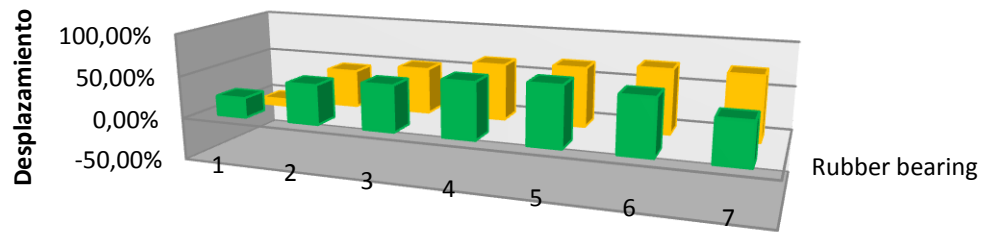
### Aumento en el periodo fundamental con respecto de apoyos convencionales



	1	2	3	4	5	6	7
Rubber bearing	156.90%	224.15%	258.83%	339.77%	384.28%	333.11%	232.41%
Lead rubber bearing	147.96%	284.49%	342.10%	453.43%	500.50%	599.82%	603.58%

Gráfico 19. Comparación del comportamiento del periodo fundamental entre apoyos.  
Fuente: Cuadro 58

### Aumento en el desplazamiento con respecto de apoyos convencionales



	1	2	3	4	5	6	7
Rubber bearing	23,51%	46,46%	53,64%	64,69%	68,78%	63,97%	48,31%
Lead rubber bearing	-8,13%	43,75%	53,22%	64,73%	68,04%	73,32%	73,46%

Gráfico 20. Comparación del comportamiento del desplazamiento entre apoyos.  
Fuente: Cuadro 58

## Puente Tres Amigos

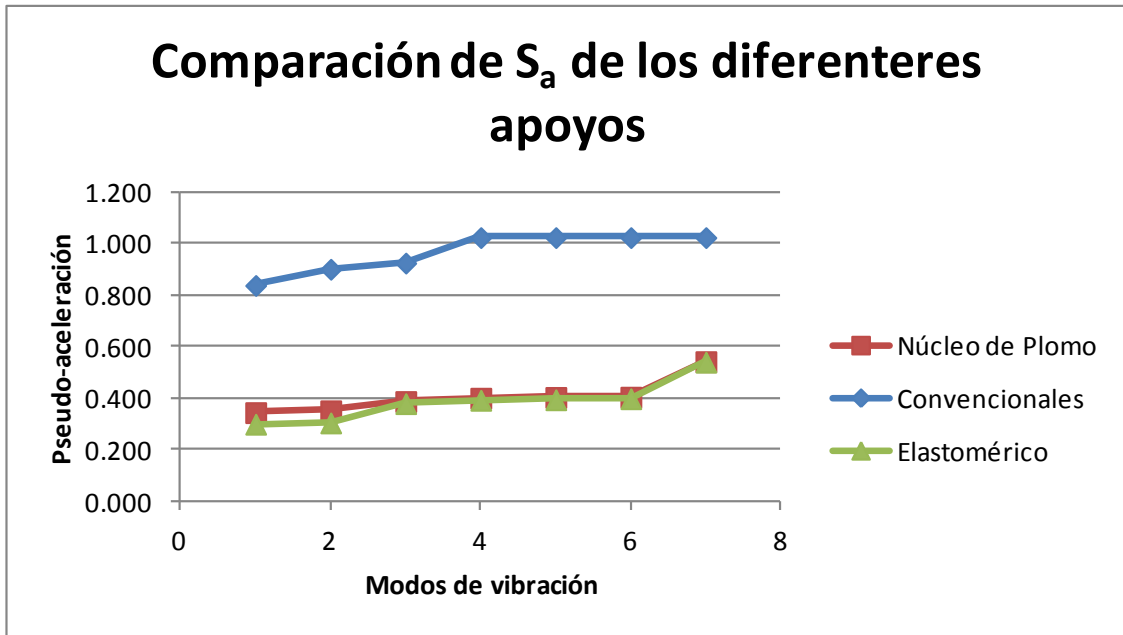


Gráfico 20 Comparación entre apoyos del comportamiento de la pseudo aceleración  
Fuente: Cuadro 39 y 50

## Puente Sarapiquí

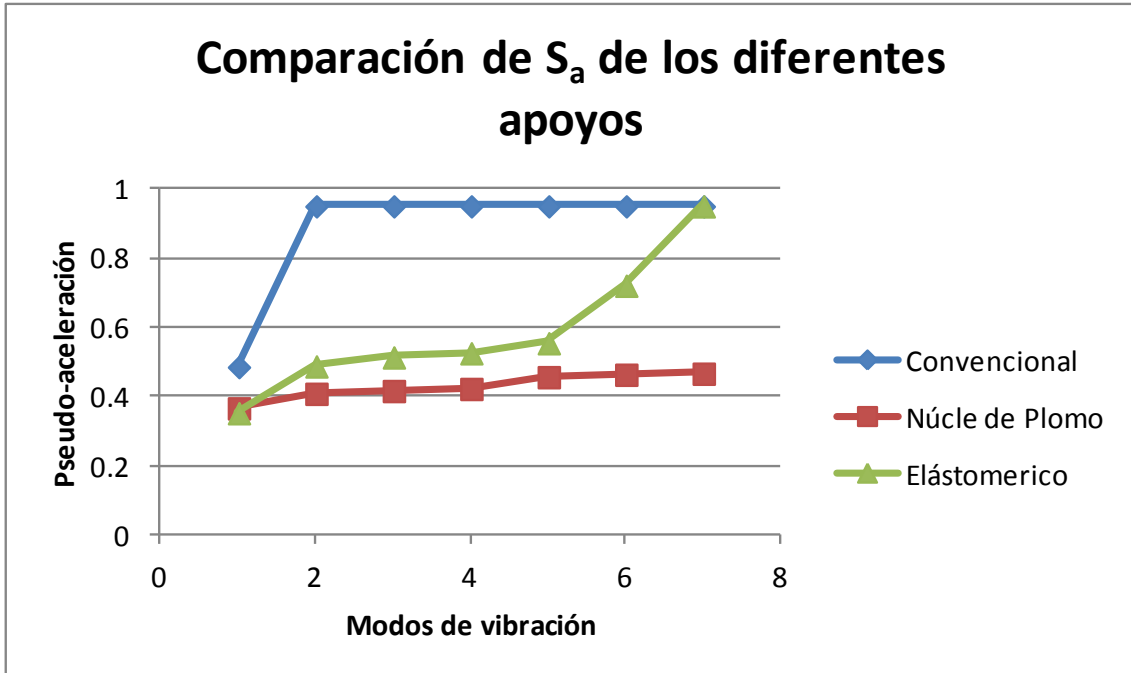


Gráfico 21. Comparación entre apoyos del comportamiento de la pseudo aceleración  
Fuente: Cuadro 45 y 55

# Análisis de los resultados

## **Eta**pa de selección de las estructuras de puentes

Como instancia inicial de este proyecto se seleccionaron dos puentes dentro de la ruta vial nacional con un conjunto de características representativas, con la intención de simular la mayoría de las características de los puentes del país. Sin embargo, esto no significa que los resultados y conclusiones obtenidas en el presente proyecto de los puentes de estudio sean aplicables a todos los puentes del país, sino más bien se debe de hacer hincapié que cada uno debe de ser evaluado singularmente.

Para la selección se inicia con un conteo de 812 puentes evaluados e inventariados (cada uno de estos puentes tiene un informe de daños y de inspección) en la base de datos del Programa de Evaluación de Puentes "eBridge" y con la base de datos del Sistema de Administración de Estructuras de Puentes "SAEP" del Ministerio de Obras Públicas y Transportes.

Como primer paso se definen los parámetros por someter a los puentes para su selección. Estos parámetros están basados principalmente en aspectos estructurales y de ubicación geográfica, además de algunos criterios arbitrarios empleados.

Los principales parámetros de filtración son el tipo de superestructura, de material constituyente del puente, de ruta nacional donde se encuentra emplazado, la cantidad de pilas o columnas propias del puente, la longitud total de las estructuras medidas entre bastiones, la cantidad de tramos, la existencia o no y accesibilidad en alguna de las base de datos de planos, ya sean los originales o remodelaciones hechas.

De los resultados obtenidos al hacer los filtros correspondientes en el tipo de superestructura, se refleja que la mayoría de los puentes es tipo viga simple tanto en acero, concreto reforzado o

cualquier otro tipo de material. Hay 440 puentes de este tipo, lo que equivale al 54% de puentes, seguido por las alcantarillas con poco más del 12%. Esto refleja la importancia de estudio en los puentes de tipo viga simple. Cabe mencionar que las alcantarillas no serán seleccionadas como objeto de estudio en este proyecto para su posterior evaluación con el uso de los apoyos aisladores.

Seguidamente se hace un nuevo filtro por materiales constituyentes. Los resultados muestran que la mayor parte de los puentes están construidos principalmente de concreto reforzado con un 44.5% de los 812 puentes, seguido por el acero con 210 puentes, el equivalente a 25,9%; el siguiente material más común en los puentes es el concreto presforzado con 203 puentes lo que representa un 25% del total y en último lugar se encuentra la madera como material principal de la estructura con tan solamente un puente registrado. Aunque si bien es cierto el concreto reforzado es el material más común en los puentes nacionales, la escogencia del material acero para este proyecto se debe principalmente al aspecto de que en los planos existentes muchos no son completamente legibles, se desconoce además el acero de refuerzo que emplean, así como tampoco se especifican las propiedades del concreto. Es por ello que se parte del hecho de que el acero será el material constituyente por simplicidad a la hora de hacer el modelo estructural, además para analizar el comportamiento del acero en los puentes. Durante la ejecución de este proyecto, al acero de los elementos se le asignará un valor de 7850 kg/m<sup>3</sup>.

En el cuadro 5 se evidencia que la ruta donde se encuentra mayor cantidad de estructuras de puentes es la secundaria con el 50,6%, seguida de la principal con 46.1%. Esto se traduce en que estas estructuras cobran una mayor importancia a la hora de su diseño, por lo que deben ajustarse con mecanismos de

aislación sísmica, debido a que en un sismo deben de seguir funcionando luego del evento. Por lo anterior, se hizo el estudio en puentes que se encontraran en ambas rutas.

El siguiente rubro se relaciona con la cantidad de pilas o columnas que tuvieran los puentes. Los mayores resultados son una columna y dos columnas con 79 y 122 puentes respectivamente, tal como se muestra en el cuadro 6. También se detalla que la existencia de puentes con más de 6 pilas es mínima en el país. Esto representa que la mayoría de los puentes nacionales andan cerca de una configuración de una y dos columnas. Se debe hacer mención que los más abundantes en el país son los puentes sin columnas, los cuales solamente tienen un tramo y dos bastiones; sin embargo, estas estructuras no son consideradas debido a que el claro de las mismas no es muy representativo. Por ende, son estructuras que son menos propensas a daños sísmicos en comparación con los puentes con luces más grandes. Además, durante el sismo tienen menor probabilidad de estar siendo ocupados, o de que haya otros tipos de cargas aplicadas simultáneamente.

En el cuadro 7 se detalla la clasificación hecha a los puentes con base en las longitudes de cada puente. Para este filtro se hicieron 5 intervalos de longitudes. Además, se obtuvo el promedio de la longitud de los 812 puentes, con un resultado de 31.29m. El primer intervalo hecho fue de 6m a 20m, al ser este el de mayor cantidad con 470; sin embargo, según lo consultado con el director de la carrera de Ingeniería en Construcción, el Ing. Gustavo Rojas, en puentes con longitudes tan cortas la aplicación de dispositivos aisladores no muestran resultados muy importantes, es por ello que este intervalo no fue considerado. El siguiente intervalo de mayor tamaño es el que va desde 20.1m a 50m; este cuenta con 209 puentes. Los siguientes intervalos más grandes son los que van de 50.4m a 75m y el de 75.5m a 150m respectivamente. El último intervalo se descarta por ser el que tiene menor cantidad de puentes, 25 únicamente. Los tres mayores intervalos son lo que se consideran para continuar con los filtros de selección.

El cuadro 8 está relacionado con el número de tramos o cantidad de superestructuras. Nuevamente se descartan a la hora de seleccionar los puentes aquellos que solamente tengan 1 tramo, ya que se traduce en

puentes sin pilas o columnas. El filtro muestra que los de dos y tres superestructuras son los más comunes con 80 y 125 puentes. De lo anterior se puede entonces concluir que los puentes con 2 y 3 pilas son los más representativos que hay dentro del país.

Finalmente, el último filtro que se aplica es la existencia o no de planos de diseño de los puentes, ya fuera en el SAEP o dentro de la base de datos de eBridge. Este filtro es de gran importancia debido a que a la hora de hacer el modelo estructural, se realizan de acuerdo con las indicaciones de medidas y materiales empleados en los puentes, de lo contrario este proyecto no hubiera sido posible. El cuadro 9 muestra que más del 85% de los puentes a nivel nacional no cuentan con ningún tipo de plano de diseño, se desconocen las dimensiones, materiales y demás consideraciones hechas en su construcción, por lo que solo un 12.6% de los 812 puentes, tienen planos existentes. Ahora bien, de los 102 puentes con planos se debe hacer énfasis en que no todos planos se encuentran en buen estado o son legibles.

Al finalizar con los 7 filtros aplicados en las base de datos de ambos sistemas mencionados, queda un remanente de 9 puentes a disposición para el posterior estudio del proyecto. En el cuadro 10 se señalan todos los puentes disponibles como se mencionó anteriormente, además se les adiciona sus características en cuanto a la pendiente y a su alineación en planta. Como consideración especial, se debe señalar que el puente Río La Vieja, no tiene informes ni planos en ninguna de las bases de datos por lo que no se considera.

Uno de los criterios de selección que debían de cumplir los puentes era que fueran rectos en su alineación; es por ello que todos los puentes curvos son desechados. El principal móvil de esta decisión es el hecho de que los momentos adicionales se generan en los puentes debido a no ser rectos ya que su centroide no coincidiría con su centro de masa, lo que ocasiona una carga de vuelco en la estructura. Esto provoca que los apoyos que sostienen las vigas más largas tengan mayores efectos de cargas provenientes del peso de la superestructura, mientras que los apoyos de los lados cortos serían los menos afectados. Adicionalmente, habría que considerar una carga de fuerza centrífuga debido al giro de la

sobrecarga vehicular, tal como se menciona en las especificaciones de diseño AASHTO.

De los puentes que aún quedan disponibles, 4 se encuentran en el intervalo de 20.1m a 50m tal como se muestra en la cuadro 7, por ello el criterio de selección se basa en el puente que presente luces de mayor magnitud pues estos son más susceptibles a afectaciones sísmicas debido a su mayor masa. El restante puente se encuentra en el intervalo de 75m a 150m.

Los puentes finalmente seleccionados fueron los de río Sarapiquí en Heredia y Tres Amigos en Alajuela. Para su elección fue necesaria la revisión de todos los informes de inventario y de daños de cada uno en búsqueda de aquellos con la mayor cantidad de información relevante del puente; así como también la opinión de la Ing. Katherine Badilla y la Ing. Giannina Ortiz, ambas encargadas del Proyecto de Evaluación de Puentes. El principal motivo de la selección de dos puentes radica en el hecho de poder evaluar las afectaciones de los puentes con apoyos aisladores en dos diferentes longitudes para generar una posterior matriz que identifique sus propiedades dinámicas con respecto a las diferentes características estandarizadas.

## Construcción de los modelos estructurales

Luego de la etapa de escogencia de los puentes que asemejaran la mayor cantidad posible en el país en su tipología de superestructura, se procede a realizar la construcción de los modelos estructurales. Para ello se tuvo la posibilidad de trabajar el modelo como una estructura en dos dimensiones utilizando el programa estructural SAP2000; sin embargo, en esta investigación se trata de buscar hacer el modelo lo más apegado a la realidad por lo que se construye con base en el programa CSI BRIDGE, mediante modelos estructurales en tres dimensiones.

Se inicia definiendo las dimensiones de los principales elementos como las vigas de acero, la losa de rodamiento, vigas cabezales, así como de las pilas, además de los materiales constituyentes con base en los informes de inventarios y de inspecciones disponibles para

ambos puentes. Posteriormente, se define las cargas existentes y demás consideradas para cada uno de los puentes, esto tanto para las permanentes como para las temporales y demás.

Terminadas las etapas de la construcción de los modelos y la asignación de las cargas, se procede a una validación del programa, la cual consiste en la comparación de las cargas propias de los elementos, calculadas de forma manual tal como se muestra en la sección de resultados y las calculadas automáticamente por el programa. Esta diferencia no puede exceder el 5% de entre ambas, de lo contrario se asume que el resultado no es aceptable (Miguel Peralta, 2017); lo anterior se hace para todos los tipos de cargas existentes en las estructuras.

En el caso del puente sobre el río Tres Amigos ubicado en la zona norte del país, se obtuvo de forma manual una carga permanente debido a los elementos estructurales de la superestructura de 260.457 Ton distribuidos entre viga principales de acero, elementos metálicos secundarios y losa de concreto. El resultado anterior se comparó con el resultado obtenido mediante el uso del CSI BRIDGE para carga permanente de 259.595 Ton, lo que es equivalente a 0.33% de diferencia; por ello el modelo realizado se toma como aceptable.

Para el caso de la comprobación de la sobrecarga muerta aplicada en la estructura, manualmente se determinó una carga de 39.912 Ton en elementos tales como: capa asfáltica, barandas, aceras y demás elementos. Para el caso de la sobrecarga determinada con CSI BRIDGE, se obtuvo un resultado de 39.996 Ton. La diferencia entre ambas cargas es de 0.21%, igualmente esto es equivalente a que el modelo es correcto.

Finalmente, para la carga permanente total en el puente sobre el río Tres Amigos se obtuvo 300.369 Ton aplicados, traduciéndose lo anterior como 730.11 kg por metro cuadrado. Según el criterio experto del Ing. Mauricio Carranza Solano, el peso promedio por metro cuadrado de un puente de acero debería andar entre  $(800 \pm 10\%)$  kg por metro cuadrado, por lo que el puente también sería aceptado.

Junto con la comparación del modelo del puente sobre el río Tres Amigos, también se realiza la validación del modelo estructural basado en las cargas existentes para el puente del río Sarapiquí, basado en el mismo procedimiento.

De los resultados obtenidos se desprende que las cargas permanentes debido a los elementos principales de la superestructura son: 568.042 Ton (manualmente), 567.715 Ton (CSI BRIDGE) y una diferencia porcentual de 0.06%. Debido a lo anterior se determina válido el modelo estructural. En el caso de las sobrecargas existentes en el puente se tiene una diferencia de 0.001%.

En el caso del peso por metro cuadrado para el puente sobre el río Sarapiquí se obtuvo 828.80 kg/m<sup>2</sup>, que basado nuevamente en la experiencia del Ingeniero Mauricio Carranza, se encuentra dentro de los pesos aceptables para puentes de acero; por ende, se parte del hecho que los modelos estructurales se encuentran calibrados.

Ahora bien, según los informes y planos existentes de ambos puentes, cada uno de ellos fue diseñado con un único camión de diseño de la época; sin embargo, en este documento se uniforma el vehículo de diseño, es por ello que no son considerados los vehículos originales, sino más bien fueron impuestos los vehículos HL-93, en sus versiones M, S y K. Al hacer empleo de este tipo de vehículo también se considera integralmente la carga de carril. Tal como se indica en el cuadro 20, se hace la comparación de las cargas por eje con sus correspondientes factores de incremento de manera manual y mediante el modelo, con lo cual se comprueba la exactitud del modelo. Adicionalmente se consideran cargas peatonales de 367 kg/m<sup>2</sup> que son ejercidas sobre los puentes. Para el caso del puente sobre el río Tres Amigos, no se considera esta carga debido a que el puente no es concebido para el tránsito peatonal sino solo vehicular, esto principalmente debido a que este proyecto no se centra en el diseño de los elementos estructurales del puente, sino en conocer su comportamiento real actual. Para el caso del puente sobre el río Sarapiquí, se obtiene una carga peatonal máxima de diseño de 29.243 Ton.

Para ambas estructuras se consideran cargas de frenado debido al tránsito vehicular. A diferencia de las demás cargas que se han mencionado, estas son horizontales a la superficie de rueda tal como lo indica la norma AASHTO y están ubicadas a 1.80 m sobre la losa de concreto. La carga vehicular es asignada con el criterio del "25% de los pesos por eje del camión de diseño". Finalmente la carga vehicular

colocada es de 16.329 Ton. Esta carga es la misma para ambos puentes, ya que depende únicamente del peso de los ejes de los camiones seleccionados; el cual es el mismo para ambos puentes.

## Espectros elásticos de diseño

El proceso de la construcción de los espectros de diseño se hace de acuerdo con el "Lineamiento para el diseño de puentes sismorresistentes", siguiendo los procesos allí descritos según el emplazamiento de las estructuras, tal como se menciona en la sección 2.5 del Lineamiento para el diseño de puentes en la sección "b", se debe de realizar un análisis de amenaza sísmica de sitio específico si se presenta la condición que el puente sea considerado como crítico o esencial, lo anterior se toma como partida para el análisis de los puentes que se encuentren en vías primarias de la ruta nacional. Además de lo anteriormente mencionado, en punto "c" de la sección anteriormente mencionada, el estudio de sismicidad se respalda debido a una o más fuentes sísmicas activas a menos de 10 km del sitio, con capacidad de generar aceleraciones de gran consideración (magnitud de  $M_w = 6$  o mayor). Antes de comenzar con la construcción de los espectros, se determina el tipo de zona donde se encuentra la estructura. Los puentes Sarapiquí y Tres Amigos se ubican en zonas III y II respectivamente, esto a partir de la ubicación propuesta en el lineamiento anteriormente mencionado. Para el caso del tipo de suelo en el que se encuentran las estructuras, debido a la falta de información del terreno se decide utilizar en todos los casos un suelo que sea rígido como el tipo S3. Es con esos dos valores de entrada que se determina el tipo de coeficiente sísmico a corto y largo plazo. El coeficiente sísmico resultante para los puentes Tres Amigos y Sarapiquí es de 0.410 y 0.317 respectivamente y en el caso de los coeficientes a largo plazo son 0.605 y 0.461 respectivamente.

En el puente sobre el río Tres Amigos ubicado en Aguas Zarcas de San Carlos, se emplea el procedimiento "normal" para la construcción del espectro, tal como se muestra en el gráfico 1; ya que según la figura 4, la estructura del puente se encuentra a una distancia mayor a 5 km de la falla más cercana,

por lo que no se debería presentar amplificaciones adicionales en el espectro debido a la cercanía. De los resultados obtenidos, resalta una pseudo-aceleración máxima de 1.025 g ubicados en la "meseta" del espectro. El periodo de control inicial ( $T_a$ ) es de 0.1180 s, mientras que el periodo de control final ( $T_s$ ) es de 0.5902 s.

Ahora bien, en el caso de la estructura ubicada en Sarapiquí, debido a una completa exactitud, se asume que la estructura puede ser afectada por incrementos en las frecuencias sísmicas debido a la cercanía con la falla ubicada en Siquirres- Matina; es por ello que se recurre a la construcción del espectro de diseño tomando los efectos de amplificación debido a una falla cercana al emplazamiento de la obra. Entre los principales resultados se destacan una pseudo-aceleración máxima de 0.951 g en la "meseta" del espectro. El periodo de control de diseño inicial ( $T_{a,fc}$ ) es de 0.1454 s y para el periodo de control de diseño final ( $T_{s,fc}$ ) es de 0.7271 s. Además de lo anterior se tiene un periodo de control ( $T_L$ ) de 1 s, esto debido a la consideración hecha del suelo tipo S3, esto representa una pseudo-aceleración de 0.692 g.

Para la construcción de los espectros, en ambos casos se emplean 50 periodos diferentes con sus respectivas aceleraciones, esto con la intención de construir una curva lo más completa posible. Como se puede observar, las estructuras que se encuentren emplazadas en la zona III y suelo S3, son estructuras donde la aceleración máxima es más alta (1.025 g), esto es posible a que el suelo no tiene tanto amortiguamiento como sí lo tiene el suelo S3 en zona II aunque se encuentre en una zona cercana a una falla tectónica y deba amplificarse debido a eso.

La construcción de la gráfica 3, se hace con la intención de lograr representar con mayor entendimiento las diferencias de pseudoaceleraciones generados por los diferentes escenarios de los puentes Tres Amigos y Sarapiquí. Ambas curvas de diseño fueron construidas a partir de 50 periodos diferentes con la intención de construir dos curvas lo más veraces posible. En el caso de la curva azul (curva del puente Tres Amigos) se evidencia que su pico de pseudoaceleración es de 1.025 g, mientras que la curva roja (curva del puente Sarapiquí) tiene una pseudoaceleración máxima generada por el sitio de 0.951 g, sin embargo este resultado lo que representa no es la

aceleración máxima a la que pueden estar sometidas las estructuras en tramos muy cortos del periodo fundamental. Por tanto, los resultados muestran que para los periodos mayores a 0s y menores a aproximadamente 1s, se presenta una menor aceleración máxima en zonas con un sitio de cimentación S3 y zona III (amplificada debido a cercanía de falla). Sin embargo, se detalla que a partir de periodos fundamentales superiores a 1s, las pseudoaceleraciones sufren reducciones considerables para el caso del suelo tipo S3 y zona III, mientras que los sitios S3 y zona II con amplificación mantienen pseudoaceleraciones más elevadas en el mismo periodo de vibración. Lo anterior significa que las estructuras en un intervalo muy corto del periodo sufren de aceleraciones muy altas en un tipo de suelo mostrada como la curva azul, pero es de mayor consideración la curva roja debido a que hay una mayor probabilidad que la estructura se encuentre en el intervalo superior al mencionado anteriormente.

## **Análisis dinámico de los puentes con las condiciones de apoyo actuales**

Según la información recolectada, en ambos puentes se utilizan en la actualidad apoyos mecánicos constituidos por elementos de acero de aproximadamente 40 cm de alto y de gran peso que sirven como conexión entre la superestructura y la subestructura. Estos apoyos son muy rígidos. El sistema convencional de estos puentes consiste en dos apoyos por viga para formar el sistema tipo viga simple. Uno de ellos es móvil; permite movimientos longitudinales y restringe movimientos verticales. Un segundo apoyo fijo está constituido normalmente por elementos de acero con algún perno que permite rotaciones en su eje, a la vez que restringe movimientos verticales y horizontales. Este tipo de sistemas ya se han ido dejando de lado debido a su tamaño y peso. Su principal característica es que es muy rígido y no permite traslaciones de consideración.

Para el estudio del estado actual de los puentes se hizo un análisis dinámico y se encontró que para el puente sobre el río Tres Amigos, la estructura alcanza una participación de su masa modal del 90% o más hasta el



noveno modo de vibración. Mientras que en el caso sobre el Río Sarapiquí se alcanza 53 modos de vibración. La principal razón que se puede encontrar en esta diferencia es el tamaño de la estructura, tanto en su altura como en su longitud. Como se menciona anteriormente, la principal característica de este tipo de apoyos es su gran rigidez, principalmente por los grandes volúmenes de acero que lo constituyen, es por ello que en la construcción de los modelos con los apoyos convencionales se emplea una rigidez "infinita" para simular el comportamiento de los apoyos en un estado óptimo, lo anterior significa que no se considera reducciones en la rigidez de los apoyos debido a las afectaciones por las condiciones en la que se encuentran los mismos, tales como la fatiga, humedad de las diferentes zonas, pérdida de pernos, oxidación avanzada, brisas marinas, ataque de sulfatos, etc.

## Puente Tres Amigos

Tal como se puede apreciar en el gráfico 4, se presentan los primeros 7 resultados de los periodos fundamentales generales de la estructura, los cuales respectivamente son:  $T_1=0.721$  s,  $T_2= 0.672$  s,  $T_3= 0.653$  s,  $T_4= 0.387$  s,  $T_5= 0.321$  s,  $T_6= 0.235$  s y  $T_7= 0.213$  s. Al analizar los periodos, se nota que no son muy altos, esto podría ser principalmente debido a la rigidez que provocan los apoyos convencionales, o bien por ser un puente corto y con una sola pila no muy larga.

Tal como se muestra en el cuadro 32, el desplazamiento más grande se da en el primer modo de vibración con un máximo de 10.84 cm, seguido con 10.10 cm para el caso del segundo modo de vibración. Sin embargo, se debe considerar otros elementos tales como las juntas de expansión y disipadores de energía los cuales podrían reducir los desplazamientos del puente.

En el mismo cuadro 32 se muestra que el periodo fundamental de la estructura en sus principales modos de vibración se encuentra justamente donde la pseudo-aceleración es muy cercana a la máxima o la máxima posible, lo cual es muy perjudicial para la estructura, al ser de 1.025g para cada uno de los periodos. El periodo fundamental principal que es en el primer modo de vibración se sitúa con una pseudo-aceleración de 0.839 g, esto significa que con el periodo de 0.721 s la estructura aún no se encuentra donde

la aceleración proveniente del suelo es máxima, sin embargo, con forme aumentan los modos de vibración el puente se comienza a colocar en la parte más alta del espectro mostrado en el gráfico 1.

Lo anterior quiere decir que la estructura no disipa la energía sísmica de una manera óptima, como lo podría hacer con otros sistemas enfocados principalmente en el desplazamiento e histéresis de apoyos de la estructura, sino que más bien se enfoca en la ductilidad de la estructura para evitar daños graves; sin embargo, esta medida tiene la desventaja de ocasionar daños de mucha consideración en las obras y en muchos casos quedan inservibles. Tal como se muestra en el gráfico 4, los periodos tienen una tendencia decreciente muy remarcada en cuanto a periodos, se debe recordar que una relación de bajos periodos se obtiene reducciones en la energía sísmica muy bajas.

El gráfico 5, muestra la relación que se presenta en la condición actual del puente con apoyos convencionales. Se nota que claramente que los desplazamientos son inversamente proporcionales a la pseudo-aceleración a la que el puente Tres Amigos se encuentra sometido. Esto concuerda con la teoría que menciona que una estructura con mayores desplazamientos esta en mayor capacidad de reducir la energía proveniente de los sismos. El gráfico muestra una tendencia decreciente en la aceleración conforme se incrementan los desplazamientos.

Los valores presentados en el Cuadro 32, serán empleados como marco de referencia para los demás análisis hechos a los diferentes tipos de apoyos.

## Puente Sarapiquí:

En el caso del puente sobre el río Sarapiquí, se tiene un puente de mayor envergadura que el anterior, con dos pilas intermedias que superan los 15m de altura, con columnas no muy robustas y claros muy largos (más de 30 m), por lo que se esperaría que fuera una estructura con periodos fundamentales más altos que el puente sobre el río Tres Amigos, entendiéndose que ambas estructuras no se pueden comparar una con la otra, pues son diferentes en tamaños, elementos, emplazamiento y cantidades de subestructuras.

Los períodos fundamentales obtenidos para los primeros modos de vibración son los siguientes: T1= 1.617 s, T2= 0.717 s, T3= 0.582 s, T4= 0.430 s, T5= 0.352 s, T6= 0.288 s y T7= 0.284 s tal como se muestra en el cuadro 34. Ahora bien, los periodos de T2 a T7 se encuentran ubicados en la "meseta" de aceleración máxima del espectro de aceleraciones de diseño, 0.951g, esto es, la parte donde la aceleración debido al sismo es máxima.

Igualmente que en el caso del puente sobre el río Tres Amigos, la estructura de este puente está concebida para disminuir los efectos del sismo con su sistema de ductilidad, provocando intencionalmente daños a elementos estructurales para la reducción de la demanda sísmica; únicamente el primer modo de vibración es el que presenta una mayor capacidad de la estructura para reducir efectos de las pseudo-aceleraciones.

Tal y como se observa en el cuadro 34, la estructura presenta desplazamientos relativamente grandes con un máximo de 27.81 cm para caso del primer modo, a diferencia del segundo donde se presenta un pico muy pronunciado de desplazamiento y periodo. Es debido al gran período fundamental del primer modo de vibración de la estructura la estructura que se reduce la demanda sísmica hasta 0.486 g, esto se ilustra claramente con ayuda del gráfico 6.

En resumen, los apoyos convencionales de grandes elementos de acero con articulaciones hechas con pines de gran tamaño y peso, incrementan la rigidez global de la estructura, ocasionando efectos como, periodos de vibración de la estructura muy cortos, desplazamientos de los puentes muy pequeños y muy poca disipación de energía sísmica producto de ciclos de histéresis de los apoyos. Como producto final se obtiene que las estructuras se sitúen en las "mesetas" de aceleración máxima de los sismos.

Es adecuado hacer la observación que los desplazamientos mostrados en los cuadros 32 y 34, son desplazamientos máximos permitidos por los apoyos convencionales, sin embargo el máximo desplazamientos que rige en un puente es el de la junta de expansión, esto quiere decir que el puente probablemente no alcance el desplazamiento máximo de sus apoyos ya que es muy común que el desplazamiento de diseño de las juntas entre tramos de la superestructura sea

menor. Este criterio, no solamente es válido para los apoyos convencionales de acero, sino también para cualquier otro tipo de apoyo que se emplee, ya sea apoyos elastoméricos, apoyos con núcleo de plomo, apoyos elastoméricos con alto amortiguamiento, etc.

Con base en el gráfico 6, se muestra una relación en la que conforme se aumentan los desplazamientos la pseudo-aceleración va en decrecimiento como era de esperar. Se muestra que en los desplazamientos en el intervalo de desplazamiento entre 12.33 cm o menos el puente se encuentra en el sector de mayor demanda sísmica, 0,951 g. Es hasta el primer modo con un desplazamiento de 27.81 cm que la estructura reduce a casi un 50% su  $S_a$ .

Los valores presentados en el Cuadro 34, serán empleados como marco de referencia para los demás análisis hechos a los diferentes tipos de apoyos.

## **Análisis dinámico de los puentes con las condiciones de apoyo elastoméricos (RB)**

En la actualidad se le da un nuevo enfoque del sistema de apoyo de un puente para su funcionamiento estructural y como sistema de control pasivo de la estructura. De ahí surge la posibilidad del uso de apoyos elastoméricos como elementos que permitan, mediante sus deformaciones, un aumento en el período con la intención de reducir la demanda sísmica que sufra la estructura.

Ahora bien, las estructuras reales fueron diseñadas para el uso de apoyos convencionales de acero; los cuales son muy rígidos y no permiten grandes desplazamientos, por lo que se asume durante el proyecto que la viga cabeza en los bastiones y las pilas de los puentes tienen el suficiente ancho de asiento para la colocación adecuada de las dimensiones requeridas por los apoyos elastoméricos. Se hace la aclaración debido a que para un estudio aún más exacto se debería de aumentar el ancho de los asientos en la viga cabezal ocasionando un aumento de la masa participativa del puente.

Adicionalmente al estudio dinámico a los que se somete cada uno de los puentes, se hace un prediseño de las características y cantidades y tipos de materiales que se debían de pedir al

proveedor para la construcción del apoyo elastomérico deseado. Otra de las suposiciones hechas es que la altura de un apoyo convencional anda cercano a 40 cm mientras que un apoyo elastomérico se aproxima a 30-35 cm o inclusive menor dependiendo de las condiciones propias de cada obra.

A la hora de la determinación de las rigideces y demás propiedades dinámicas este cambio es casi insignificante debido a la similitud de alturas; sin embargo, podría ser un tema de consideración si las alturas entre apoyos fueran más pronunciadas.

## **Puente sobre el río Tres Amigos**

En el análisis del puente sobre el Río Tres Amigos cuando se colocan los aisladores de base del tipo elastoméricos, conocidos como "Rubber Bearing", se alcanza el 90% de la participación de la masa modal con 16 modos de vibración, tal como se detalla en el cuadro 35. Con respecto al caso convencional hubo un aumento de 7 modos de vibración para alcanzar el 90% de participación de la masa. Esto se puede explicar por el hecho que cuando se aísla la superestructura con la subestructura con mecanismo "RB" ocasiona que la estructura presente mayores desplazamientos principalmente longitudinales, por ende permite que una mayor cantidad de configuraciones diferentes de vibrar (conocido como modos de vibración) alcancen el 90% o más de la participación de la masa global de la estructura. Mientras que son el uso de apoyos de rigideces infinitas como son los apoyos convencionales de acero evitan grandes desplazamientos, limitando a la estructura a pocos modos de vibración para alcanzar casi la totalidad de la masa participativa.

Ahora bien, tal y como se menciona en el marco teórico, la función de la aislación de base es alargar el periodo de vibración de la estructura con la intención de reducir la aceleración producto de la demanda sísmica. Esto se logra aumentando los desplazamientos globales de la estructura mediante los ciclos de histéresis de los materiales de los apoyos de neopreno.

El proceso para aumentar el periodo de la estructura es la implementación de un sistema de apoyos de neopreno que permitan los desplazamientos adecuados con la intención de cumplir con un periodo meta. Este se consigue

determinando un porcentaje de reducción de la pseudo-aceleración máxima. Para el caso de este puente se busca disminuir la pseudo-aceleración máxima en un 70% con el propósito principal de escoger arbitrariamente un periodo meta de 2.00 s y reducir la afectación por sismos.

Este proceso se logra con una determinada combinación de rigideces y propiedades de los materiales en uso en los apoyos, las cuales se obtienen mediante un proceso iterativo de propuestas y comprobaciones.

En el cuadro 36 se ejemplifica el resumen del proceso iterativo llevado a cabo para la obtención de los parámetros de diseño. Se inicia con uno de los parámetros más importantes que es la rigidez horizontal, la cual es la oposición a la deformación horizontal del sistema acero-neopreno del apoyo. De este cálculo se obtiene una rigidez horizontal de 28.296 Ton/m y luego del ciclo iterativo una rigidez recalculada de 28.407 Ton/m, resultando una diferencia menor al 1%. Además de la rigidez horizontal, también debe de ser calculada la rigidez vertical, encargada de contrarrestar las deformaciones axiales. Para el caso del puente sobre el río Tres Amigos es de 4038.659 Ton/m. Como era de esperar, la rigidez vertical es mucho mayor que la rigidez horizontal, ya que el principal aporte a la rigidez vertical es el conjunto de láminas de acero con la que cuenta el apoyo, mientras que en el caso de la rigidez horizontal el principal aporte lo hacen las láminas de neopreno. El proceso iterativo para el diseño de los apoyos elastoméricos se puede observar en el apéndice 13.

Cuando se introducen los valores de entrada "inputs" al modelo estructural, se puede hacer notar la diferencia entre las rigideces con la que trabaja cada sistema. En el caso de los apoyos convencionales se asume una rigidez infinita de los apoyos, mientras que para los apoyos RB son mucho menores.

Seguidamente se comparan los periodos, tanto el propuesto, el obtenido por iteración y el logrado mediante el modelo estructural. Tal como se muestra en el cuadro 39 el periodo propuesto se definió en 2.00 s, el obtenido mediante iteración fue de 1.996 s y el logrado mediante el modelo estructural fue de 2.019 s. Se concluye entonces, que los resultados son muy apegados y verídicos. Y se demuestra que la estructura con

la incorporación de elastómeros, tal y como dice la teoría, aumenta su periodo de vibración.

Los periodos obtenidos para los primeros modos de vibración fueron los siguientes: T1= 2.019 s, T2= 1.986 s, T3= 1.598 s, T4= 1.542 s, T5= 1.535 s, T6= 1.520 s y T7= 1.124 s. Estos se pueden apreciar en el cuadro 39, donde igualmente se comparan con los periodos obtenidos con apoyos convencionales. Se nota que los mayores incrementos en los periodos se dan en el intervalo que va del modo 2 al modo 6 el cual es el periodo más largo, con un incremento de hasta un 647%. Evidentemente los apoyos elastoméricos permiten una mejor disipación de energía relacionada con grandes desplazamientos.

Los desplazamientos desde el primer modo de vibración hasta el séptimo son los siguientes: 25.30cm, 24.88cm, 20.03cm, 19.32cm, 19.23cm, 19.04cm. Esto se traduce a aumentos que van en un intervalo de 57.2% hasta 81.5%, siendo el sexto modo de vibración el de mayor aumento porcentual.

La importancia del aumento en el periodo es la disminución de la demanda sísmica. Cada uno de los primeros 7 modos de vibración muestran una reducción en la pseudo-aceleración. Para el primer modo de vibración la pseudo-aceleración es de 0.300g mientras que para el modo 7, es de 0.541g. Esto se presenta más a detalle en el cuadro 39 donde los resultados están tabulados porcentualmente. Se nota claramente un aumento de la aceleración conforme se incrementan los modos de vibración. Esto está estrechamente relacionado con los altos periodos de vibración en los primeros modos.

Porcentualmente, donde se presenta la mayor reducción de la aceleración es en el segundo modo de vibración con un 66.2%, tal y como se predijo con el proceso iterativo. La menor reducción se da en el último modo de vibración analizado, con un 47.2 %. En resumen se presenta una tendencia a la disminución en la reducción de las pseudo-aceleraciones con forme aumentan los modos de vibración y por ende con la disminución de los periodos, excepto en el tercer modo de vibración donde hay un claro decrecimiento.

La aceleración obtenida para el primer modo por el proceso iterativo es de 0.303g, según se muestra en el cuadro 36, muy similar a la obtenida con CSI BRIDGE.

Ahora bien, en el gráfico 8 se representa el comportamiento que tiene el sistema cuando es aislado mediante con apoyos elastoméricos. La curva tiene un comportamiento decreciente conforme se aumenten los desplazamientos. El comportamiento anterior es el comportamiento esperado para el sistema con este tipo de apoyos, justificando que "para espectros de respuesta que tengan periodos dominantes menores que un segundo, el incremento del periodo que se obtiene con un aislador de base resulta altamente beneficioso, se presenta que una aceleración  $a_1$ , para una estructura sin aislar, se reduce a un valor  $a_2$ , correspondiente a la misma estructura con aisladores. Debe tenerse en cuenta, que esta disminución conlleva un aumento en los desplazamientos del sistema, en la que el desplazamiento de la estructura aislada  $d_2$ , es mayor que el de la estructura sin aisladores  $d_1$ " (Jara. M & Casas. J, 2002, pág. 24).

Adicionalmente se muestra el comportamiento de la distribución de la masa modal participativa del sistema. En el sentido longitudinal los modos de mayor vibración son: el modo 3, 15 y el modo 4. Con periodos de 1.60 s, 0.211 s y 1.54 s respectivamente. Para el caso de la dirección transversal de la estructura, los modos con mayor participación modal son: el modo 1 (principal), el 7 y el 10, con periodos de 2.019 s, 1.124 s y 1.112 s respectivamente. Con lo anterior se demuestra que no existe una relación directa entre una gran cantidad de masa participativa del sistema en una dirección y el periodo del mismo.

Posteriormente, se hacen las comprobaciones del diseño y las dimensiones de los elementos de cada uno de los apoyos, tal como se muestra en el cuadro 37, para comprobar que el apoyo es funcional ante la aplicación de cargas axiales en compresión y laterales, así como de estabilidad.

## Puente sobre el río Sarapiquí

Para el caso del análisis dinámico espectral sobre este puente, se necesita de 24 modos de vibración para alcanzar el 90% de la participación de la masa modal necesaria.

Los periodos alcanzados, como era de esperar, fueron superiores a los actuales con los

apoyos convencionales, lo que quiere decir que la metodología para la aplicación de los apoyos es correcta.

Los periodos de vibración de la estructura se pueden encontrar en el Anexo 14. Para el estudio del puente se analizan solamente los primeros 7 modos, debido a que generalmente allí es donde se concentran la mayor cantidad de la masa que participa, además por un tema de comodidad de datos, esto no significa que dentro de estos primeros modos de vibración se encuentren los modos con mayor cantidad porcentual de la estructura, ya sea en dirección longitudinal o transversal.

De los resultados obtenidos para los periodos se tiene para T1= 2.538 s, T2= 1.607 s, T3=1.507 s, T4= 1.460 s, T5= 1.353 s, T6= 0.959 s y T7= 0.659 s, que en comparación con los periodos originales representan un claro incremento de 156.90%, 224.15%, 258.83%, 339.77%, 384.28%, 333.11% y 232.41%. Se observa al igual que en el caso del puente sobre el río Tres Amigos, los principales aumentos se dan entre el modo 4 y modo 6. En el cuadro 44 se hacen las comparaciones de los periodos alcanzados con la implementación de los apoyos elastoméricos. El periodo impuesto fue de 2.45 s, el obtenido por iteración de 2.44 s, mientras que el logrado con el modelo fue de 2.53 s.

La aceleración meta para el primer modo de vibración es 0.380g y la alcanzada por el método iterativo es de 0.359g. Existe una diferencia entre ambas de menos de 6%. y la obtenida con uso del CSI BRIDGE fue de 0.354g para el primer modo de vibración.

En el cuadro 45 se pueden observar porcentualmente las reducciones de la pseudo-aceleración ocasionadas por el aumento del periodo; el segundo modo es el que más reducción genera con un 48.58%. En el séptimo modo se observa que ya el efecto de usar apoyos elastómeros genera los mismos resultados que el uso de apoyos convencionales ya que la aceleración es máxima en el espectro de aceleraciones; es decir 0.951 g.

Como era de esperar al aumentar los periodos de vibración de la estructura, los desplazamientos producto del uso de los apoyos elastoméricos también deben ser superiores. A continuación se detallan los desplazamientos de acuerdo con el modo de vibración de la estructura: para el primer modo el desplazamiento es 36.36cm, para el segundo

23.03cm, 21.59cm para el tercero, 20.93cm para el cuarto, 19.38 cm para el quinto, 13.74 cm para el sexto y finalmente el último desplazamiento para la estructura es de 9.44cm. Como era de esperar la estructura tiene mayores desplazamientos en los primeros modos de vibración y se reducen conforme hay mayor cantidad. Estos resultados se ven tabulados en el cuadro 46. Si bien el desplazamiento más grande se da en el primer modo, esto apenas representa un aumento en el desplazamiento del 23.51% con respecto al desplazamiento de los apoyos convencionales. Los mayores aumentos en los desplazamientos se muestran en los modos 4, 5 y 6 con un 64.69%, 68.78% y un 63.97% respectivamente. Sin embargo, estos grandes aumentos no significan necesariamente que allí es donde se den las mayores reducciones de pseudo-aceleración, ya que solamente son comparaciones con los desplazamientos con apoyos convencionales. De hecho, el gráfico 10, demuestra que para los modos 4,5 y 6, el sistema se encuentra en la zona donde la estructura sufre de la mayor cantidad de aceleración producto del emplazamiento del suelo. Igualmente el comportamiento del gráfico 10 es el esperado donde se nota claramente que el apoyo de neopreno produce reducciones considerables de pseudo-aceleraciones, siendo la máxima reducción en el primer periodo (general) de la estructura.

Con respecto al uso de los apoyos elastoméricos, por su constitución son mucho menos rígidos que los convencionales, de ahí que permitan mayores desplazamientos traducidos posteriormente en reducciones de las aceleraciones producto del emplazamiento de los puentes. Como se observa en el cuadro 42, la rigidez horizontal se determina en 19.234 Ton/m; posteriormente como se observa en el apéndice 15 la rigidez fue recalculada, esta vez el resultado fue de 19.338 Ton/m, con una diferencia de 0.54%.

Para el caso de la rigidez vertical, se determina una magnitud de 3602.033 Ton/m. El resultado obtenido se considera adecuado ya que su magnitud es mayor que la rigidez horizontal tal y como lo dice la literatura, esto justifica que el elemento principal que aporta la rigidez vertical son las láminas de acero, mientras que los elementos que aporta la rigidez horizontal son principalmente las láminas de neopreno.

Ahora bien, en el cuadro 43 se hacen las revisiones que deben cumplirse para que el apoyo cumpla con las condiciones de diseño, las cuales todas son aceptadas. De los cálculos hechos, se establece un factor de forma de 5.5 ya que según se menciona en la literatura es un valor común para este tipo de apoyos. Se emplean para el diseño espesores de láminas de elastómeros de 1.0 cm y espesores de láminas de acero de 0.15 cm. Estos resultados se muestran con más claridad en el apéndice 15. Este diseño se hace con las consideraciones del puente, para obtener los parámetros de las rigideces, así como de los desplazamientos, aceleraciones y periodos fundamentales del puente.

Cuando se hace la revisión de la masa participativa en ambas dirección se concluye lo siguiente en el sentido longitudinal (sentido asociado con la dirección X del modelo), el modo de oscilación con mayor masa participativa es: el modo 3, seguido del modo 5 y por último el modo principal de la estructura (modo 1), con periodos de 1.51 s, 1.35 s y 2.54 s respectivamente. En el caso de la dirección perpendicular los modos con más participación son: el modo 6 con un periodo de 0.959 s, el modo 8 con un periodo de 0.637 s y finalmente el modo 2 con un periodo de 1.61 s. Nuevamente se demuestra que la masa participativa no va ligada con los primeros modos de vibración

## **Análisis dinámico de los puentes con las condiciones de apoyo con núcleo de plomo (LRB)**

Al insertar un elemento de plomo en el núcleo de un apoyo laminado se obtiene un dispositivo compacto que ha sido utilizado ampliamente para la protección sísmica de puentes, dado que cumple con las características deseables para un aislador sísmico: soporta la carga vertical de la estructura, incrementa la flexibilidad horizontal, cuenta con rigidez inicial elevada, capacidad de auto centrado y proporciona amortiguamiento histerético. (Jara y Casas, 2002).

Los apoyos con núcleo de plomo consisten en placas de acero alternadas con

láminas de caucho. Este sistema utiliza su flexibilidad para disipar las ondas de energía producto de los sismos y, a través de la deformación plástica, absorber la energía de las vibraciones. Además de lo anterior, el núcleo de plomo incrementa la capacidad del apoyo del puente de disipación de energía. En el caso de este proyecto, el acero se considera como un material elastoplástico, el neopreno como un material hiperelástico y el plomo como un modelo elástico perfecto.

Igual que para el caso de los apoyos elastoméricos (RB), el puente no está acondicionado para reemplazar los apoyos actuales con los propuestos, pues los anchos de los asientos sobre la viga cabezal no fueron diseñados para este fin, por lo que se asumirá dentro del marco de este proyecto que las vigas cabezales tanto en pilas como en bastiones tienen el suficiente espacio para la instalación de este tipo de apoyos.

## **Puente sobre el río Tres Amigos**

Para el cumplimiento con el requerimiento del 90% o más de la masa modal participativa de la estructura fue necesario el uso de 16 modos de vibración; misma cantidad de modos necesarios para los apoyos elastoméricos. Al necesitarse 16 modos de vibración hubo un incremento de 7 modos con respecto de los apoyos actuales de los puentes.

Como primer aspecto se considera un periodo meta de 2.00 s como se muestra en el cuadro 48. Este periodo arbitrario se selecciona con la intención de reducir la aceleración máxima ubicada en la "meseta" del espectro en un 70% (0.308 g) mediante el alargamiento del periodo fundamental de la estructura.

Mediante un proceso iterativo se alcanzó el periodo de 1.998 s que difiere del periodo meta en menos de un 1%, lo que se considera aceptable. Ahora bien, con el periodo logrado de 1.998 s, se alcanza una pseudo aceleración de 0.3025 g, la cual es muy cercana a la pseudo-aceleración propuesta inicialmente.

Determinados estos parámetros se procede a establecer las diferentes rigideces de acuerdo con los materiales y del sistema global de los apoyos, para luego obtener mediante el modelo estructural los periodos de la estructura, desplazamientos y aceleraciones.

En el cuadro 49 se muestran los periodos fundamentales para la misma estructura, tanto de la manera impuesta e iterativa como con el modelo estructural. Se observa que en la manera iterativa el resultado fue de 1.998 s, lo cual es muy cercano a la meta. Para el caso mediante el modelo estructural, el periodo fue de 1.755 s, con una diferencia de 12.25% con respecto del periodo impuesto. La diferencia es menor al 15% por lo que aún se considera un buen valor; sin embargo, se encuentra en el límite de lo aceptable. La diferencia puede radicar en la forma en cómo se introdujeron los "inputs" en el modelo estructural o por cuestiones de redondeo.

Los periodos obtenidos con el uso de apoyos con núcleo de plomo según el gráfico 11 son los siguientes: T1= 1.755 s, T2= 1.722 s, T3=1.563 s, T4= 1.511s, T5= 1.499 s, T6= 1.495 s y T7= 1.120 s. Estos periodos representan incrementos con respecto de los apoyos convencionales de: 243.46%, 256.18%, 239.46%, 390.5%, 467.01%, 636.27% y 525.65% respectivamente, estos resultados son presentados en el cuadro 50. Esto quiere decir que el modo 6 de vibración es donde ha habido un mayor aumento del periodo. Posteriormente, el séptimo modo es donde se da el menor aumento de periodo fundamental de la estructura, lo que significa que los siguientes modos de vibración van a tener periodos fundamentales menores en comparación de los primeros siete modos de vibración del puente. Según los resultados obtenidos el modo 6 es el que porcentualmente va a presentar de las mayores reducciones en la pseudo-aceleración en comparación del sexto modo de vibración en el puente.

Los desplazamientos globales obtenidos dentro de la estructura con los apoyos de núcleo de plomo son: para el primer modo 16.49 cm, 16.18 cm el segundo modo, 14.69 cm el tercer modo, 14.20 cm el cuarto, 14.09 cm el quinto modo de vibración, 14.05 cm el sexto y finalmente 10.52 cm para el último modo de vibración, estos resultados son mostrados en el cuadro 51 En el mismo cuadro se presentan los cambios porcentuales ocurridos debido a la instalación de los apoyos con núcleo de plomo, se nota una tendencia a un aumento en los desplazamientos, excepto en el tercer modo de vibración donde ocurre un leve reducción en la tendencia creciente de los desplazamientos con un 33.16%, finalmente se llega al aumento más

considerable donde se alcanza un 74.87% y se allí la tendencia ocurre un disminución con un 69.49%. Un estudio más a profundidad con el estudio de más modos de vibración permitiría obtener mayor confiabilidad en los resultados que se obtuvieron, así como una tendencia más clara del comportamiento del sistema aislado con núcleo de plomo.

Cuando se comparan las pseudo-aceleraciones tal y como se muestra en el cuadro 50, la aceleración con apoyos convencionales en el lugar donde se encuentra ubicado el puente es de 1,025 g mientras que en el caso de los apoyos Lead Rubber Bearing las aceleraciones son muchísimo menores debido a los aumentos de periodos y desplazamientos. A continuación se muestran las pseudo-aceleraciones obtenidas: para el caso del primer modo es de 0.345 g, el segundo modo 0.352 g, 0.388g el tercer modo, el cuarto modo 0.401 g, el quinto modo 0.404 g, el sexto modo 0.405 g y por último 0.543g. Se concluye entonces que los tres primeros modos son en donde hay una mayor disipación de la energía sísmica debido a la histéresis de los apoyos, para el primer modo hubo una reducción de 58.88% de  $S_a$  y 60.98%, 58.10% de reducción de pseudo-aceleración para el segundo y tercer modo de vibración. Sin embargo, la mayor reducción se da hasta el cuarto modo de vibración de la estructura. Si se comparan los gráficos 4 y 11, se puede observar dos características muy remarcadas, la primera de ellas es el incremento notorio de los valores del periodo en los mismos modos de vibración en el gráfico 11. La otra cualidad, es que los periodos graficados en el gráfico 11 son casi horizontales, esto significa que el comportamiento de la estructura es muy constante en los modos analizados, sin embargo para el caso del gráfico 4, el cual representa el comportamiento con apoyos convencionales se muestra un gran pendiente entre el modo 1 y el 7, lo que quiere decir que el comportamiento de la estructura en cuando al tiempo que dura haciendo una vibración completa no es tan fácil de predecir.

La principal característica de los apoyos de núcleo de plomo es que los materiales que lo constituyen trabajan como un sistema bilineal. En el cuadro 48 se detallan las rigideces obtenidas. La rigidez efectiva calculada con las condiciones iniciales es de 28.296 Ton/m, luego cuando es recalculada la rigidez del sistema es de 28.364 Ton/m. El área de plomo por insertar dentro del

apoyo debe ser de  $20.70 \text{ cm}^2$ , de allí que se proponga un núcleo de  $5.15 \text{ cm}$  de diámetro. La rigidez elástica producto de plomo es de  $11.180 \text{ Ton/m}$ . Esta rigidez se encuentra en el rango elástico y posteriormente a que se alcanza este límite, se continúa con la rigidez pos-elástica, calculada como  $17.184 \text{ Ton/m}$ .

Según la teoría consultada acerca de los apoyos con núcleo de plomo, la rigidez final debería de ser aproximadamente 10 veces mayor que la rigidez inicial. En el caso de estudio, esto no se cumple como se puede observar en el cuadro 48. Esto puede ocurrir debido a que la carga total del puente dividida entre la cantidad de apoyos totales de la estructura es muy baja, lo que evita que se desarrolle por completo de la capacidad del neopreno. Lo anterior se puede explicar de la siguiente manera: la rigidez efectiva del sistema es directamente proporcional a la masa de la estructura en estudio, esta, al ser una masa muy baja por apoyo ocasiona que la rigidez por apoyo sea evidentemente más baja. Ahora bien, la rigidez efectiva es directamente proporcional a la rigidez que aporta el neopreno, esto quiere decir que a más carga axial por apoyo, mayor será la rigidez pos-elástica.

La rigidez inicial o elástica del plomo se da cuando este material comienza a fluir y deja de comportarse como un material elástico, esto se logra cuando el material es sometido a su carga característica recalculada ( $Q_d$ ) la cual es de  $2.124 \text{ Ton}$ . (apéndice 17).

Un valor de gran importancia para la obtención de los parámetros de las rigideces del sistema es la determinación de la capacidad de energía mediante ciclos histeréticos, para ello se hace la suposición de que el desplazamiento que sufre el plomo cuando está en fluencia es despreciable, principalmente debido al hecho que el desplazamiento que tiene el neopreno es mucho mayor. Esto es verídico cuando se parte del hecho de que el neopreno, el acero y el plomo son un sistema bilineal que trabaja en conjunto. Para el caso de la estructura del puente, el ciclo de histéresis es de  $1604.54 \text{ kg-m}$  de los apoyos. Otro de los parámetros de gran importancia que se debe de considerar para el diseño adecuado del sistema sismo-resistente es el amortiguamiento del sistema ( $\beta$ ) y con base en ello determinar los coeficientes de amortiguamiento ( $B_d$ ). Este amortiguamiento se escoge con base en los catálogos de diseño; el

25% de amortiguamiento se selecciona ya que es un valor comúnmente utilizado.

En el gráfico 12, se denota un comportamiento que conforme aumenta el desplazamiento, hay una reducción de la pseudo-aceleración, este comportamiento es el normal esperado, con una tendencia decreciente en los primeros 7 modos de vibración. La pseudo-aceleración menor es de  $0.345 \text{ g}$  con un desplazamiento de  $16.49 \text{ cm}$ . La pseudo-aceleración máxima es de  $0.768 \text{ g}$  con un desplazamiento de  $7.46 \text{ cm}$ .

Para el análisis del cálculo de las masas participativas en la dirección longitudinal se tienen los siguientes resultados: el modo con mayor masas en el sentido del eje x es el modo 3 con un periodo de  $1.56 \text{ s}$  y una frecuencia de  $0.64 \text{ Hz}$ , seguido del modo 15 con una frecuencia de  $5.13 \text{ Hz}$  y finalmente el tercer modo con mayor masa participativa es el modo 5 con una frecuencia de  $0.65 \text{ Hz}$ . En el otro sentido en orden de mayor a menor masa participativa se tienen los modos 1, 7 y 8. Esto significa que el periodo general de la estructura se encuentra en el sentido transversal del puente.

## Puente sobre el río Sarapiquí

Para el análisis modal espectral sobre el puente Sarapiquí, se determina con base en el modelo estructural en CSI BRIDGE que son necesarios 34 modos de vibración para alcanzar la masa modal participativa, tal y como se detalla en el cuadro 52 con sus respectivos porcentajes de masas en las direcciones en estudio.

Tal como en los casos anteriores se deben de sustituir los apoyos convencionales de acero que se usan en la actualidad con apoyos con núcleo de plomo tanto en los dos bastiones como en las dos pilas. Igualmente, se asume que tanto en las vigas cabezales de bastiones como de pilas existe el espacio suficiente para que quepan los nuevos apoyos.

Como se observa en el cuadro 54, se determina un periodo meta de  $2.45 \text{ s}$ , eso es porque arbitrariamente se quiere disminuir la pseudo-aceleración de la estructura en un 60% ( $0.380 \text{ g}$ ). El periodo obtenido mediante un proceso iterativo resulta de  $2.399 \text{ s}$ , con una pseudo-aceleración de  $0.364 \text{ g}$ . La diferencia entre ambas aceleraciones obtenidas es de apenas 2.1%. El cuadro 53 muestra el



desplazamiento de diseño mediante un proceso de iteración donde el máximo es de 0.258 m. El periodo fundamental obtenido mediante el uso del modelo estructural del puente es de 2.393 s, este valor representa una diferencia de 2.32% con respecto del periodo del puente con apoyos convencionales.

Los periodos obtenidos para los primeros 7 modos de vibración mediante CSI BRIDGE son los siguientes: T1= 2,393 s, T2= 2.040 s, T3= 1.991 s, T4= 1.949 s, T5= 1.762 s, T6= 1.726 s y finalmente T7= 1,711 s. Lo anteriormente mostrado representa porcentualmente aumentos de: 1.47.96% para el primer modo, 284.49% para el segundo modo, 342.10% para el tercer modo, 453.43% para el cuarto modo, 500.50% para el quinto modo, para el modo 6 el aumento se eleva a 599.82% y para el modo 7 es de 603.58%. De los datos mostrados anteriormente, se observa que el séptimo modo es el que presenta un aumento más alto del periodo con respecto al de su modo correspondiente. Sin embargo, el aumento más grande de periodo se da cuando se pasa el primer modo de vibración al segundo. Usando como referencia los gráficos 13 y 6 para el puente Sarapiquí se tiene que la estructura tiene diferentes comportamientos dependiendo del tipo de apoyo, para el caso de los apoyos convencionales, los periodos resultantes no presentan una forma continua, sino que tienen un decrecimiento conforme se aumentan los modos, mientras que en el caso de los apoyos LRB, los periodos son más altos para los mismos modos y tienen un patrón de comportamiento horizontal y más continuo, este aumento porcentual en los modos se ve representado a la postre en una mayor capacidad de reducción de la energía sísmica producto del suelo hacia la estructura.

Se analiza además la pseudo-aceleración a la que se ve afectada la estructura. Se puede comprobar que salvo el primer modo de vibración de la estructura, las aceleraciones se encuentran dentro de la "meseta" del espectro de diseño o sea un valor de 0.951 g, el cual es el máximo posible cuando se emplean apoyos convencionales. Las aceleraciones que presenta la estructura con apoyos de núcleo de plomo son los siguientes: 0.368 g para el primer modo, el segundo modo presenta una aceleración de 0.410 g, para el tercer modo una aceleración de 0.418 g, 0.424 g para el cuarto modo, 0.458 g para el quinto modo de vibración, 0.465 g para el sexto modo y finalmente el último modo de

vibración es de 0.468 g. Ahora bien, cuando se hace la comparación porcentual de la reducción de la pseudo-aceleración se obtienen los siguientes datos de interés con base en el cuadro 55: la reducción más alta de la demanda sísmica es del 56.05% y se da cuando el periodo es de 1.991 s, la menor reducción de aceleración ocurre en el primer modo de vibración con un 24.44%, lo que demuestra que no es tan importante que en este primer modo el periodo sea el más alto.

Los desplazamientos obtenidos debido al uso de los apoyos con núcleo de plomo cumplen con la expectativa de aumentar el desplazamiento global de la estructura. Los desplazamientos tienen un comportamiento decreciente conforme aumentan los modos de vibración, tal como se muestran en el cuadro 56. El desplazamiento más alto es de 25.72 cm, seguido de 21.92 cm para el primer y segundo modo de vibración. El desplazamiento más pequeño es de 18.39 cm, esto refleja que sin importar cuál de los modos de vibración se analice, todos reducen la demanda sísmica aumentando sus desplazamientos, pero conforme se incrementen estos mismos modos de vibración el efecto amortiguador de la estructura va reduciéndose.

Al igual que para el caso anterior al instalar los apoyos de base a la superestructura se busca separar el elemento anterior con la subestructura, aumentando los periodos de vibración y como consecuencia incrementando los desplazamientos globales producto de la energía sísmica que afecta al puente. Este aumento de desplazamientos está ligado con las modificaciones de los parámetros de rigideces de los apoyos. La rigidez del sistema obtenida es de 19.234 Ton/m como valor inicial, posteriormente de realizar los ajustes del modelo estructural se obtiene una rigidez efectiva final de 20.065 Ton/m. La energía que se disipa debido a un ciclo de histéresis del apoyo es de 2.095 Ton-m. Para el proceso de cambio de apoyos en la estructura fue necesaria la incorporación de 30 apoyos en total, lo que divide en ese mismo valor el peso de toda la estructura, reduciendo de esta manera el peso por apoyo. El desplazamiento de diseño con las condiciones iniciales impuestas es de 0.26 m. y con ello la rigidez inicial debido al núcleo de plomo del apoyo es de 8.384 Ton/m esto se logra cuando este metal entra a su punto de fluencia y se alcanza cuando el plomo es sometido a su

fuerza característica la cual es de 1.989 Ton con las condiciones iniciales y luego de los ajustes en el modelo se logra aumentar a 2.207 Ton. Para ello se debe de cumplir con un área mínima de plomo en el apoyo de  $19.50 \text{ cm}^2$ , para lo que al apoyo se le impone un área de plomo de  $21.65 \text{ cm}^2$ .

Una vez que el plomo deja de funcionar en su rango lineal, entra a trabajar el neopreno ante las excitaciones sísmicas. La rigidez obtenida pos-elástica es de 11.681 Ton/m.

Ahora bien, igual que en el caso del uso de apoyos con núcleo de plomo en el puente sobre el río Tres Amigos, los apoyos están diseñados para resistir cargas axiales muy elevadas; sin embargo, en el caso de este puente las cargas no son tan altas para emplear toda su capacidad lo cual hace que no se cumpla la relación que la rigidez elástica debe ser 10 veces mayor que la rigidez que proporciona el neopreno en el sistema bilineal del apoyo.

Del gráfico 14 se concluye al igual que en los casos anteriores que hay una reducción de la  $S_a$  conforme hay un crecimiento de los desplazamientos, este desplazamiento es producto de la separación que provoca el apoyo LRB entre la superestructura y la subestructura. Se nota además que la pendiente más pronunciada se da en el intervalo de 7.22 cm a 8.69 cm, es aquí donde se reduce la porcentualmente la mayor cantidad de aceleración en menos desplazamiento, o sea es donde el aislador es más eficiente.

Las masas participativas para la estructura tanto en la dirección longitudinal como en la transversal se encuentran dentro de los primeros 16 modos de vibración. El modo con mayor masa modal en dirección longitudinal es el primero con periodo de 2,39 s y frecuencia de 0.418 Hz. En el sentido transversal el modo de mayor masa es el 4 con un periodo de 1.949 s y una frecuencia de 0.513 Hz.

## **Comparación del comportamiento de los apoyos RB y LRB en los puentes Sarapiquí y Tres Amigos**

Ahora bien, como última instancia se compara el comportamiento que tiene la misma

estructura pero empleando diferentes tipos de apoyos. Los resultados que se muestran a continuación son los cambios porcentuales con respecto a los resultados obtenidos en primera instancia con los apoyos convencionales. Para dicha comparación se analiza el comportamiento de los primeros 7 modos de vibración ya que ahí es donde generalmente se encuentra la mayor cantidad de masa participativa de cada estructura, además con un tema de comodidad a la hora de establecer comparaciones entre las propiedades dinámicas de las estructuras.

### **Caso: Tres Amigos**

Para esta estructura, como se muestra en el cuadro 57, en el caso de la reducción de las pseudo-aceleraciones se obtiene una mayor reducción en las aceleraciones por parte de los apoyos RB, en cada uno de los 7 modos de vibración. Sin embargo, conforme se aumentan los modos de vibración se puede observar que las diferencias entre las reducciones de las pseudo-aceleraciones es cada vez menor, esto se debe a que los apoyos con núcleo de plomo son estructuras diseñadas con una mayor capacidad de amortiguamiento que los apoyos RB. En este caso de estudio los apoyos elastoméricos tienen un mejor comportamiento debido a que la calibración de los apoyos con núcleo de plomo no fue tan refinada en el modelo estructural por lo que los resultados no son tan precisos. Esto se justifica pues el porcentaje de amortiguamiento para los apoyos con núcleo de plomo es de 25%, mientras que para los apoyos elastoméricos es de 10%. Como se muestra en el cuadro 57, la mayor diferencia se encuentra en el primer modo de vibración, esto quiere decir que es allí donde las estructuras se ven menos afectadas por las aceleraciones del suelo. Llegados al último modo, las diferencias entre ambos apoyos es casi nulo.

En el gráfico 15, se hace la misma comparación de la pseudo-aceleración contra la cantidad de los modos de vibración de una manera visual, en la que fácilmente se deduce que el comportamiento de los apoyos RB son prácticamente iguales que los apoyos LRB, la principal diferencia se da en los primeros dos modos. Este comportamiento tan similar, se puede deber a que la estructura es muy corta en sus tramos, asociado a un peso muy pequeño de

la estructura, lo que ocasiona que los apoyos LRB, no desarrollen su capacidad total, ya que no son exigidos al máximo, por ende el comportamiento del neopreno es ambos casos es el mismo. Se podría decir entonces que los dos apoyos provocan el mismo efecto en la estructura.

Se observa además que el comportamiento del periodo fundamental de la estructura a lo largo de los modos de vibración es el mismo para ambas estructuras. Tiene una tendencia creciente del intervalo 1 hasta el 6 y posteriormente en el último modo sufre una reducción del periodo. Al igual que en el caso anterior, los incrementos en los periodos son mayores para los apoyos RB, esto se debe a lo mencionado anteriormente y es la justificación de que a mayor periodo más grande es la reducción de la pseudo-aceleración. En el gráfico 16, se detalla la comparación del comportamiento y se puede concluir que la estructura donde mayor sufre mayor incremento porcentual es en el intervalo 4 al 6 para ambos apoyos. Estos incrementos se traducen a la postre como el desplazamiento de la estructura dentro del espectro de diseño, esto significa mover la estructura de la parte más alta del espectro de diseño (1.025 g) a la "zona derecha" del espectro con aceleraciones menores.

Finalmente, para el caso de estudio de los desplazamientos del sistema global, la estructura tiene mayores desplazamientos en los primeros modos de vibración con una tendencia creciente conforme aumentan los modos de vibración, esto no significa que la estructura cada vez se desplace más, sino más bien la diferencia porcentual entre el desplazamiento actual con apoyos convencionales y los desplazamientos con apoyos sismo-resistente, este comportamiento se demuestra en el gráfico 17. Según la literatura las capacidades de los apoyos para disipar energía por parte de los apoyos LRB deben de ser mayores. La mayor justificación para que esto no se cumpla, es que los apoyos LRB en este caso de estudio no se encuentran cargados a la máxima capacidad, por lo que no permiten un mejor desempeño del mismo en el sistema. Se debe recordar que estos desplazamientos no son los que rigen la estructura, sino que son los desplazamientos que permitan las juntas de apoyo de la estructura, las cuales se salen del marco de estudio de este trabajo de investigación.

## Caso: Sarapiquí

Al realizar las mismas comparaciones que en el caso anterior se obtienen comportamientos parecidos.

En el caso de la reducción de las pseudo aceleraciones se establece que salvo el primer modo de vibración, el comportamiento del puente es mejor con apoyos LRB ya que presenta mayores reducciones de las aceleraciones, a tal punto que en el séptimo modo de vibración la estructura con apoyos elastoméricos ya no presenta beneficios en la reducción de la pseudo-aceleración del suelo. Para el primer modo de vibración, la estructura con apoyos elastoméricos tiene una reducción de 27.31% contra un 24.44% de los apoyos con núcleo de plomo. Además se puede observar en el cuadro 58 que el comportamiento de los apoyos LRB es creciente y con valores muy similares, hasta llegar al último modo de vibración donde la estructura ya no tiene tantos beneficios en la reducción de las aceleraciones provenientes del terreno. Este mismo comportamiento se puede observar con los apoyos RB. Esta gran diferencia está relacionada con la capacidad de amortiguamiento de los apoyos con plomo. Además, se debe mencionar que la estructura tiene su mejor desempeño ante excitaciones sísmicas en el intervalo del segundo modo de vibración y el sexto modo de vibración, este rango comprende de 56.89% a 51.10% respectivamente. El gráfico 18 demuestra el desempeño superior a la hora de disipar energía sísmica, principalmente en el séptimo modo de vibración, este resultado va asociado con que el peso de la estructura es superior, provocando que los apoyos logren un mayor desempeño en conjunto del plomo y del neopreno, así como de las placas de acero.

Con respecto al incremento producido en el periodo fundamental de la estructura, se detalla en el cuadro 58 y gráfico 19 que la misma estructura con apoyos RB presenta un incremento mayor únicamente en el primer modo de vibración en comparación con apoyos LRB. Para el resto de los modos de vibración este tipo de apoyos tiende a tener un crecimiento en los periodos, excepto en el séptimo modo de vibración donde el periodo decrece. Por otro lado, la estructura equipada con apoyos con plomo presenta aumentos muchísimo más grandes que

en todos los modos de vibración en los periodos fundamentales de la estructura, a tal punto que en el último modo en estudio, hubo un aumento de 603.6% contra un 232.41%. Otra tendencia que se nota es que en los modos que se estudian, la tendencia es creciente en todos los modos de vibración.

Finalmente cuando se estudian los desplazamientos de la estructura, se nota que el apoyo LRB es menor que el desplazamiento inicial, mientras que los apoyos elastoméricos sí presentan un leve incremento (23.51%), esto significa que para el primer modo con apoyos LRB la rigidez del apoyo es muy alta. Ahora bien, al comparar el resto del comportamiento de los modos de vibración, la estructura trabaja en el intervalo que comprende del segundo modo de vibración al sexto un comportamiento casi idéntico entre ambos apoyos. Sin embargo, en el modo de vibración final, el desplazamiento producto de los apoyos con núcleo de plomo presenta un incremento porcentual de casi el doble del incremento producido por los apoyos elastoméricos. Probablemente los desplazamientos sean muy similares entre los apoyos porque la rigidez en bilineal de los apoyos de plomo es más alta, pero simultáneamente permite una mayor reducción de energía producto del sismo. O sea en otras palabras con los apoyos LRB los desplazamientos son casi idénticos pero con mayores reducciones de energía sísmica que los apoyos convencionales e incluso los apoyos con neopreno.

En el gráfico 20 se hace la comparación entre los tres tipos de apoyos que se utilizaron en el puente sobre el río Tres Amigos. En este gráfico se hace la comparación entre los modos de vibración de la estructura en comparación con el lugar en que se encuentra la estructura dentro del espectro de aceleración. La curva azul representa el comportamiento actual de la estructura simulando los apoyos convencionales en buena condición, la línea roja y verde representan los apoyos con núcleo de plomo y neopreno simple respectivamente. Se nota a simple vista que el comportamiento de la estructura con los apoyos de control pasivo funcionan prácticamente igual, pero entre ambas curvas y la curva de apoyos convencionales si se nota un gran beneficio para la estructura en cuando a que ya no se encuentra en la zona donde la afectación es más grande (modo de vibración 4,5,6 y 7).

Ahora bien, cuando se compara la mismas curvas pero en el puente de Sarapiquí se tienen resultados diferentes. La curva azul de apoyos convencionales muestra un comportamiento de la estructura prácticamente en la parte más alta del espectro de aceleración (0.951 g), esto quiere decir que la estructura al no tener mecanismo de control pasivo, los efectos de las aceleraciones las deben de absorber la estructura mediante su ductilidad traduciéndose en posibles daños estructurales. Las curvas verde y rojo representan el comportamiento de la estructura cuando se encuentra equipada con apoyos con aislación sísmica. Para la curva verde se presentan reducciones muy importantes en la  $S_a$ , principalmente en el intervalo del modo de vibración 1 hasta el modo de vibración 6, allí es donde los apoyos trabajan en su manera más óptima. Esta curva presenta un patrón de comportamiento creciente, es decir con cada aumento de modo de vibración la estructura disminuye menos energía sísmica hasta que se lleva al sétimo modo donde los apoyos con neopreno trabajan de una manera muy similar a la que trabaja un apoyo convencional de acero.

La última de las curvas que se analiza es la curva roja la cual está asociada al apoyo con núcleo de plomo (LRB). Este tipo de apoyos, debido al trabajo en conjunto de varios materiales y al grado de amortiguamiento superior del neopreno en comparación de los apoyos de neopreno simple, tiene un mejor desempeño en la disminución de las aceleraciones producto del terreno hacia la estructura. La curva como se muestra en el gráfico 21, tiene un comportamiento muy similar en el primer modo de vibración con los apoyos de tipo RB, pero en los posteriores modos de vibración que puede adoptar la estructura, los apoyos tienen un comportamiento levemente creciente (prácticamente horizontal) en la pseudo-aceleración, sin embargo el rango de disminución de la aceleración con este tipo de apoyos es muchísimo más efectiva que los demás tipos de apoyos. Esto significa que hay una relación de una mayor efectividad de estos apoyos debido al peso y geometría del puente.

Se podría analizar más puentes y mayor cantidad de modos de vibración para obtener resultados más refinados, pero se encuentra que el peso de la estructura, tiene mucho que ver con el comportamiento de las capacidades de los apoyos, así como la longitud de los puentes.

Entonces partiendo de lo anterior, se puede justificar efectivamente los resultados obtenidos en las gráficas 20 y 21. El desempeño de los apoyos RB y LRB fueron muy similares a los apoyos convencionales en el puente Tres Amigos, el cual se podría considerar como un puente "liviano" y muy corto. Pero el gráfico 21 muestra otro tipo de comportamiento en el puente Sarapiquí, el cual es un puente muy largo, con un mayor peso y mayor altura que el puente Tres Amigos. Aquí los apoyos funcionan de manera más adecuada y proporcionan mejores desempeños ya que se le permite trabajar con mejores condiciones.

Los resultados se hicieron con tres tipos de apoyos para los mismos puentes, y las comparaciones que se hicieron fueron entre los comportamientos exclusivamente de apoyos, sería un error comparar el comportamiento entre puentes, ya que son dos estructuras completamente distintas en geometría, peso, altura y principalmente en el emplazamiento de las mismas (trabajan con distintos espectros de aceleración).

Los resultados que se mostraron a lo largo de este trabajo del trabajo "Comparación del comportamiento sismo-resistente en puentes tipo viga simple de acero con uso de aisladores de base con y sin núcleo de plomo" fueron obtenidos con espectros de aceleración que trabajan a un 5% de amortiguamiento tal como se presenta en el Lineamiento para puentes, en caso de haber utilizado amortiguadores visco elásticos (es muy común que se empleen aisladores de base con amortiguadores juntos en

puentes) se debió de haber utilizado un "Damping" entre el 10% y el 15%

# Conclusiones

- ✚ Los puentes más convencionales según su tipología de superestructura son los tipo viga simple, hechos de concreto reforzado o acero, ubicados dentro de las rutas secundarias, en el rango de 6 a 20 m, de un solo tramo, con dos subestructuras y sin planos estructurales.
- ✚ Los puentes seleccionados para el diseño de este proyecto de graduación son el puente en el Río Sarapiquí y Tres Amigos, debido a sus características representativas con respecto a los puentes en las rutas nacionales.
- ✚ La carga permanente calculada para el puente Tres Amigos es de 260457.09 kg y difiere de la calculada por CSI BRIDGE en 0.33%.
- ✚ La carga permanente calculada para el puente Sarapiquí es de 568042.34 kg y difiere de la calculada por CSI BRIDGE en 0.06%.
- ✚ Para el cálculo y modelación de los elementos estructurales del puente sobre el río Tres Amigos se determinó una carga tanto permanente como de sobrecarga de 300368.74 kg.
- ✚ Para el caso de la determinación de carga de elementos constituyentes del puente sobre el Río Sarapiquí se tiene una carga permanente total de 668645.40 kg.
- ✚ Los espectros de diseño para ambos puentes fueron considerados con un 5% de amortiguamiento.
- ✚ Los puentes Tres Amigos y Sarapiquí cuando utilizan los apoyos convencionales de acero, tienen a trabajar en el rango del espectro donde la pseudo-aceleración es la más alta de la estructura, por lo que la reducción de la energía proveniente del sismo es proporcionada por la ductilidad de la estructura lo cual se puede traducir en daños de elementos estructurales para lograr tal reducción en las aceleraciones en los puentes.
- ✚ La construcción del espectro para el caso del puente sobre el río Tres Amigos ubicado en un suelo 3 y zona III, presenta coeficientes sísmicos a corto y largo plazo de 0.410 y 0.605 respectivamente. Y una aceleración máxima de 1.025 g. Los periodos de control a corto y largo plazo son de 0.1180 s y 0.5902 s respectivamente.
- ✚ La construcción del espectro para el caso del puente sobre el Río Sarapiquí ubicado en un suelo 3 y zona II, presenta coeficientes sísmicos a corto y largo plazo de 0.3170 y 0.4610 respectivamente. Debido a su cercanía con una falla se realiza una modificación por la amplificación sísmica y una aceleración máxima de 0.951 g. Los periodos de control a corto y largo plazo son de 0.1454 s y 0.7271 s respectivamente. Y el periodo de control por el tipo de suelo S3 es de 1 s.
- ✚ El análisis dinámico actual del puente Tres Amigos en su primer modo tiene las mayores aceleraciones, periodos y desplazamientos, estos son: 1.025 g, 10.84 cm y 0.721 s respectivamente. Para el séptimo modo de vibración su aceleración es la misma, su periodo se redujo a 0.213 s y su desplazamiento es de 3,21 cm.

- ✚ Para el caso de análisis del puente Sarapiquí con los apoyos convencionales se obtuvo para el primer modo de vibración de la estructura un periodo de 1.617 s, un desplazamiento de 27.81 cm y una pseudo-aceleración de 0.486 g. El periodo del primer modo es el único que no se encuentra con la máxima aceleración posible. Para el modo 7, el periodo, el desplazamiento y la pseudo-aceleración son de 0.284 s, 4.88 cm y 0.951 g respectivamente.
- ✚ Luego de hacer las sustituciones con los apoyos elastoméricos en el puente Tres Amigos y aplicar el análisis dinámico, se determina un aumento del periodo en cada uno de los 7 modos de vibración en estudio. El sexto modo presenta un mayor aumento con respecto de los apoyos convencionales (646.83%) y el primer modo, el periodo más alto (2.019 s). Se da un crecimiento en el aumento del periodo del modo 1 hasta el modo 6; posteriormente hay una reducción del aumento del periodo.
- ✚ Con las modificaciones de las rigideces de los apoyos del puente Tres Amigos se obtiene pseudo-aceleraciones menores a 1.025 g, siendo 0.300 g para el primer modo la máxima reducción con 64.27% y la menor de las reducciones de la demanda sísmica 47.22% con una pseudo-aceleración de 0.541 g, esto en el último modo de vibración en estudio. Se concluye, entonces, que conforme aumentan los modos de vibración de la estructura va disminuyendo la reducción de la aceleración entre modos.
- ✚ El desplazamiento máximo obtenido para el puente Tres Amigos con apoyos RB es de 25.30 cm para el primer modo que concuerda con el que presenta mayor disipación de energía.
- ✚ Una vez hechas las sustituciones de los apoyos en el puente Sarapiquí, se determinan las periodos mediante el modelo estructural para los primeros 7 modos y se obtienen en todos los casos aumentos del periodo. El más alto es el del primer modo con 2.538 s, lo que representa un 156.90% de aumento del periodo. El mayor aumento se da en el quinto modo de vibración con 384.28%. Además se concluye que el comportamiento del periodo tiende a aumentar del primer modo hasta el quinto y para los modos superiores hay una disminución.
- ✚ Para el caso del puente Sarapiquí, este se localiza en una zona donde la aceleración máxima es de 0.951 g. Con el cambio de rigideces del sistema se trabaja en el rango del espectro no lineal donde son menores las aceleraciones. La reducción más importante se da en el segundo modo de vibración con un 48.58% de la cuota de la demanda sísmica. Para los siguientes modos superiores se da una disminución gradual en las aceleraciones del sistema.
- ✚ Los desplazamientos obtenidos en el puente Sarapiquí, debido al uso de apoyos elastoméricos, es superior en todos los modos de vibración y tienen un comportamiento decreciente. El primer modo es donde ocurren los desplazamientos más largos con 36.36 cm, hasta llegar al séptimo modo de vibración con 9.44 cm. Se concluye que un aumento en desplazamientos va ligado a reducciones en la cuota de aceleración a la que está sometida un puente.
- ✚ Cuando la estructura del puente Tres Amigos es tratada con apoyos elastoméricos con núcleo de plomo se obtiene que el periodo más alto de la estructura es de 1.755 s para el primer modo de vibración, lo que significa un aumento de 243.46% con respecto de los apoyos convencionales. El aumento más significativo de periodo se da en el sexto modo de vibración (636.27%) al igual que con apoyos elastoméricos. Se concluye un comportamiento de incremento de periodo desde el primer modo de vibración hasta el sexto, de ahí en adelante el periodo tiende a disminuir.

- ✚ Con respecto a las aceleraciones a las que se ve sometido el puente Tres Amigos debido a su emplazamiento, se tiene que la principal reducción se da en el primer modo de vibración con un 58.88% con respecto de la máxima aceleración. Posteriormente, conforme se aumentan los modos de vibración, la estructura comienza a reducir su capacidad de disminuir la energía del sismo hasta llegar al modo 7, donde la pseudo aceleración es de 0.543 g, lo que representa una reducción de 47.02% con respecto a 1.025 g.
- ✚ La instalación de los apoyos con núcleo de plomo, en el puente Tres Amigos, permite a la estructura aumentar los desplazamientos con respecto a apoyos convencionales con rigideces muy altas. El desplazamiento más alto es de 16,49cm, en el primer modo de vibración. Los demás modos de forma decreciente tendrán menores desplazamientos globales en una dirección. El modo que presenta menores desplazamientos es el séptimo con 10.52 cm. Se concluye entonces que los primeros modos de vibración son los que tienen más capacidad de disipación de energía.
- ✚ El puente Sarapiquí presenta incrementos de periodo en los primeros 7 modos de vibración. El periodo más alto reportado es el primero con 2.393 s, lo que equivale a un aumento de 147.96% con respecto del puente con apoyos convencionales. El periodo que presenta mayor aumento con respecto a los apoyos convencionales es el sétimo con 1,711 s (603.58%). Entonces se concluye que las estructuras en donde se emplea este tipo de apoyos tiene un aumento en todos sus modos de vibración con respecto a los apoyos convencionales con reducciones graduales conforme aumentan los modos.
- ✚ En el tema de las aceleraciones, la menor de ellas, obtenida mediante el modelo estructural del puente sobre el río Sarapiquí se da en el primer modo de vibración con 0.368 g. Esto significa una reducción en la pseudo aceleración de 24.44% y que la reducción más significativa en este tema fue de 56.89% en el segundo modo de vibración. Se concluye entonces que los primeros 7 modos de vibración sufren de una reducción de más del 20% de la aceleraciones, producto de los sismos.
- ✚ Sobre el uso de apoyos con núcleo se concluye que para que alcancen un comportamiento ideal, la carga debe ser lo suficientemente alta para que tanto el plomo como el neopreno logren su mejor desempeño. Un peso muy bajo por apoyo significa que alguno de los dos materiales no está siendo exigido y esto se ve reflejado en que no se alcanza la diferencia que debe de haber entre la rigidez elástica y la pos-elástica, la cual debe ser de un intervalo 9 a 11 veces mayor.
- ✚ Con respecto al diseño de los diferentes tipos de apoyos utilizados se concluye que es más sencillo la aplicación de elastoméricos que con núcleo de plomo, debido a que los primeros son tratados como elementos con una rigidez lineal; mientras que los últimos, al ser elementos bilineales, no tienen un comportamiento uniforme sino más bien dependen de varios factores por lo que son más complicados de modelar en los modelos estructurales.
- ✚ Las estructuras en los puentes concentran la mayor parte de su masa modal en los primeros modos de vibración por lo que son los más relevantes a la hora del estudio de las propiedades dinámicas.
- ✚ Para puentes de mayor longitud y peso presenta un mejor comportamiento los apoyos con núcleo de plomo en cuanto a la reducción de la pseudo-aceleración a la que se ven sometidas las estructuras
- ✚ Para el caso de estructuras que no sean tan pesadas y que no sean de longitudes tan prolongadas los apoyos de neopreno RB se comportan prácticamente igual



que los apoyos con núcleo de plomo en cuanto a reducción de pseudo-aceleraciones, aumento de periodos y aumento en los desplazamientos.

- ✚ Los desplazamientos de una estructura no se rigen por la capacidad de desplazamiento que proporcione los diversos tipos de apoyos, sino más bien está regido por la capacidad de desplazamiento que tengan las juntas de apoyo en los tramos.

# Recomendaciones

- Realizar una propuesta para el diseño y concepción de mecanismos de dispositivos que funcionen como apoyos de aislación sísmica para ser incluida en el Lineamiento para el diseño sismorresistente de puentes.
- Obtener las propiedades dinámicas para otros tipos de puentes existentes en las rutas nacionales y no limitar la investigación únicamente a puentes tipo viga.
- Hacer las comparaciones del comportamiento sismo-resistente de los puentes conforme se varía la longitud de los claros entre pilas y bastiones, principalmente con la intención de identificar alguna tendencia relevante en los comportamientos.
- Comparar el comportamiento de una misma estructura con una mayor cantidad de dispositivos de aislación basal, que no se limite únicamente a apoyos elastoméricos o apoyos con núcleo de plomo, con la intención de buscar mejores rendimientos de acuerdo con las características de las estructuras.
- Ampliar el rango de la investigación antisísmica aplicada a puentes, incluyendo estudios, no solamente de aislamiento de base, sino también de mecanismos disipadores de energía.
- Justificar la relación costo-beneficio del uso de dispositivos sismo-resistente en el comportamiento a largo plazo del puente, haciendo las consideraciones del caso de mantenimiento que deban tener las estructuras.
- Generar diagramas de flujo en donde se logren crear protocolos para una adecuada selección de elementos sismo-resistente para puentes.
- Ensayar con la aplicación de apoyos elastoméricos y núcleo de plomo con puentes curvos con respecto a apoyos convencionales.
- Hacer el mismo análisis dinámico para la misma estructura de puente pero en diferentes tipos de suelos y zonas sísmicas.
- Observar el comportamiento resultante que tiene una estructura cuando se le apliquen diferentes tipos de apoyos combinados.
- Analizar el comportamiento de una estructura de un puente con la instalación de aisladores sísmicos juntos con amortiguadores que modifiquen el amortiguamiento del sistema.

# Apéndices

## Apéndice 1. Principales características del puente sobre el río Sarapiquí CASO 1: Puente sobre el Río Sarapiquí

### Características Geográficas:

Ruta Nacional:	Principal	
Nº de Ruta:	4	
Provincia:	Heredia	
Cantón:	Sarapiquí	
Distrito:	Puerto Viejo	
Zona Sísmica:	II	Fuente: Lineamientos para el Diseño Sismorresistente para Puentes. Tabla 2.1-1 Zonas de amenaza sísmica por provincia, cantón y distrito.
Tipo de Suelo:	S3	Fuente: Comentario a los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente para Puentes. C2.3.1 Generalidades.

### Características Geométricas del Puente:

Nº de Tramos:	3 un	Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Giannina Ortiz.
Nº de Vigas por Tramo:	5 un	
Total de Vigas:	15 un	
Longitud de Tramo 1:	31.3 m	
Longitud de Tramo 2:	37.00 m	
Longitud de Tramo 3:	31.3 m	
Longitud Total:	100.96 m	Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Giannina Ortiz.
Ancho Total:	8.10 m	Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Giannina Ortiz.
Carriles:	2	
Pendiente:	0%	Se asume este valor para efecto de simplificación de cálculos.
Nº de Superestructura:	3 un	
Nº de Subestructura:	4 un	Se encuentran 2 bastiones y 2 pilas.
Tipo de Pila:	Columnas	Se sección variable.
Ancho de Viga Cabezal:	8.0 m	
Largo de Viga Cabezal:	1.5 m	
Altura de Pilas:	17.9 m	Tomado desde la parte superior de la Viga cabezal hasta la fundación.
Ancho de Columna:	3.0 m	
Tipo de Bastiones:	Muro	
Pendiente:	0%	Se asume 0% debido a la poca variación. Fuente: Ing. Alejandro Alfaro.
Separación de Vigas:	1.675 m	De centro a centro. Fuente: Sistema de Administración de Estructuras de Puentes.
Alto de Acera:	0.23 m	Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Giannina Ortiz.
Ancho de Acera:	0.40 m	Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Giannina Ortiz.
Cantidad de Vigas Diafragma:	46 un	Se separan a cada 2.20m aproximadamente a lo largo del puente
Alineación de Puente:	Recto	Se asume que sea recto para la simplificación de cálculos.
Servicios:	Agua y Electricidad	

### Características de Materiales

Espesor de Losa:	0.17 m	Concreto Reforzado (2400kg/m <sup>3</sup> ).
Sobrecapa Asfáltica:	0.02 m	Mezcla asfáltica (2350 kg/m <sup>3</sup> ).
Perfil de Vigas:	Sección 1,84m x 0,45m x 0,021m	Viga Armada Acero Estructural (7850kg/m <sup>3</sup> );
Aceras:	Concreto	Concreto (210 kg/cm <sup>2</sup> ) Se asume ese valor por no ser un elemento estructural
Altura de Barandas:	1.1 m	
Perfil de Vigas Diafragma:	L 6" x 6" x 3/8"	Acero Estructural (7850kg/m <sup>3</sup> ); Sección aproximada
Perfil de Arriostres:	L 5" x 3" x 1/4"	Acero Estructural (7850kg/m <sup>3</sup> ); Sección aproximada

### Características de Carga Viva

Camión de Diseño:	HS20	Se adiciona un 25% adicional. Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Giannina Ortiz.
Conteo Total Vehículos	3643	Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Giannina Ortiz.
% Vehículos Pesados	32.46%	Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Giannina Ortiz.

Fuente: Elaboración Propia con base en Informe de Inventario e Inspección Visual de Daños

## Apéndice 2. Principales características del Puente sobre el río Tres Amigos

### CASO 2: Puente sobre el Río Tres Amigos

#### Características Geográficas:

Ruta Nacional:	Secundario	
N° de Ruta:	250	
Provincia:	Alajuela	
Cantón:	San Carlos	
Distrito:	Aguas Zarcas	
Zona Sísmica:	III	Fuente: Lineamientos para el Diseño Sismorresistente para Puentes. Tabla 2.1-1 Zonas de amenaza sísmica por provincia, cantón y distrito.
Tipo de Suelo:	S3	Fuente: Comentario a los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente para Puentes. C2.3.1 Generalidades.

#### Características Geométricas del Puente:

N° de Tramos:	2 un	Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Alejandro Alfaro
N° de Vigas por Tramo:	4 un	
Total de Vigas:	8 un	
Longitud de Tramo 1:	24.00 m	
Longitud de Tramo 2:	24.50 m	
Longitud Total:	48.40 m	Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Alejandro Alfaro
Ancho Total:	8.50 m	Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Alejandro Alfaro
Carriles:	2	
Pendiente:	0%	Se asume este valor para efecto de simplificación de cálculos.
N° de Superestructura:	2 un	
N° de Subestructura:	3 un	Se encuentran 2 bastiones y 1 pilas
Tipo de Pila:	Columna	Se sección variable.
Ancho de Viga Cabezal:	8.3 m	
Largo de Viga Cabezal:	0.8 m	
Altura de Pilas:	8.0 m	Tomado desde la parte superior de la Viga cabezal hasta la fundación.
Ancho de Columna:	1.6 m	Se asume una sección transversal prismática.
Tipo de Bastiones:	Marco	
Pendiente:	0%	Se asume 0% debido a la poca variación. Fuente: Ing. Alejandro Alfaro.
Separación de Vigas:	2.500 m	Fuente: Sistema de Administración de Estructuras de Puentes.
Alto de Acera:	0.00 m	Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Alejandro Alfaro
Ancho de Acera:	0.00 m	Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Alejandro Alfaro
Cantidad de Vigas	22 un	Se asume separación a cada 2.20m aproximadamente a lo largo del puente
Diafragma:		
Alineación de Puente:	Recto	Se asume que sea recto para la simplificación de cálculos.
Servicios:	Agua y Electricidad	

#### Características de Materiales

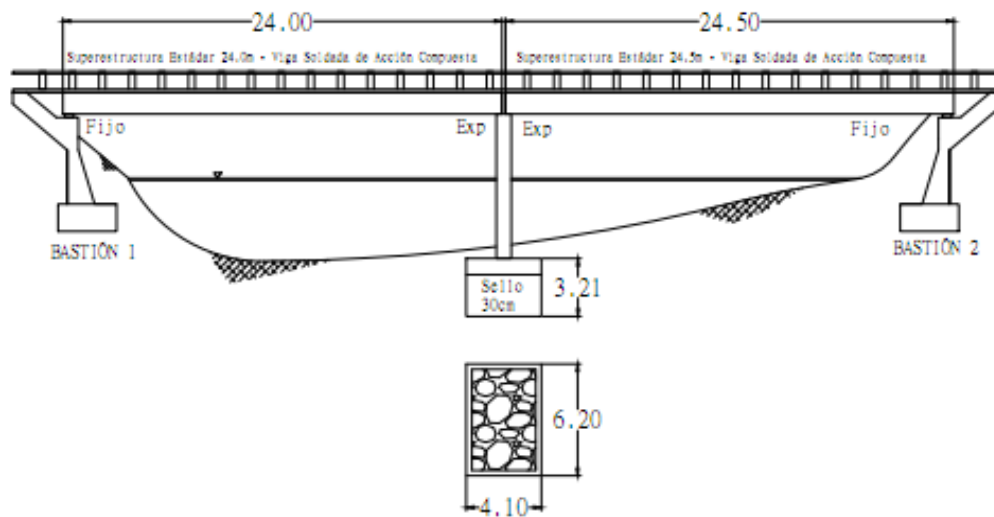
Espesor de Losa:	0.19 m	Concreto Reforzado (2400kg/m <sup>3</sup> ).
Sobrecapa Asfáltica:	0.03 m	Mezcla asfáltica (2350 kg/m <sup>3</sup> ).
Perfil de Vigas:	Sección 1,24m x 0,40m x 0,020m;	Viga Armada Acero Estructural (7850kg/m <sup>3</sup> );
Aceras:	No hay	
Altura de Barandas:	0.7 m	
Perfil de Vigas Diafragma:	L 4" x 4" x 5/16"	Acero Estructural (7850kg/m <sup>3</sup> ); Sección aproximada
Perfil de Arriostres:	L 4" x 4" x 5/16"	Acero Estructural (7850kg/m <sup>3</sup> ); Sección aproximada

#### Características de Carga Viva

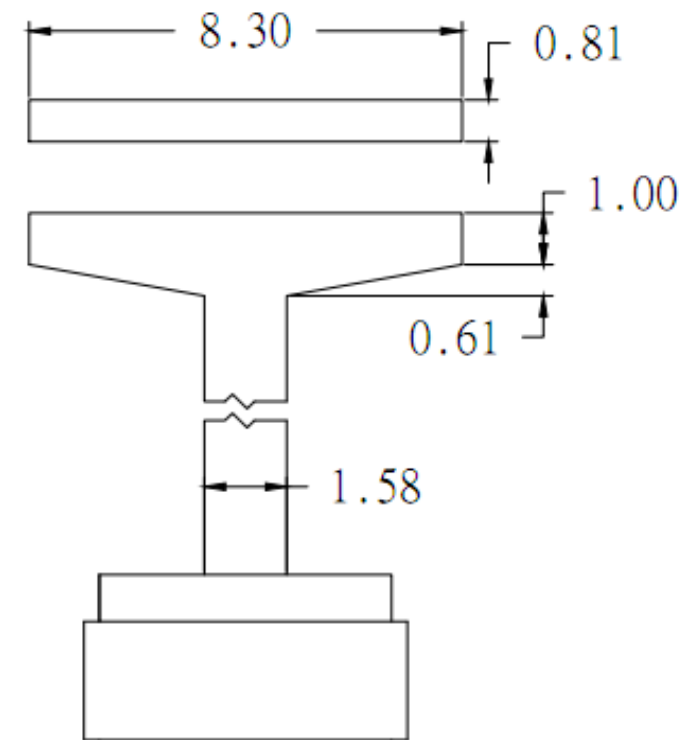
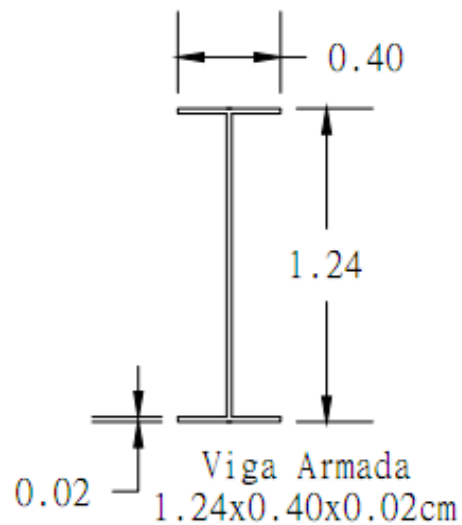
Camión de Diseño:	H15-44	No se adiciona ningún porcentaje más. Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Alejandro Alfaro
Conteo Total Vehículos	4919	Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Alejandro Alfaro
% Vehículos Pesados	21.08%	Fuente: Informe de Inventario e Inspección de Visual de Daños. Ing. Alejandro Alfaro

Fuente: Elaboración Propia con base en Informe de Inventario e Inspección Visual de Daños

### Apéndice 3. Representación gráfica del Puente sobre el río Tres Amigos



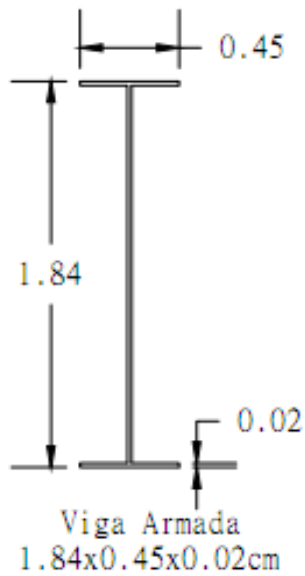
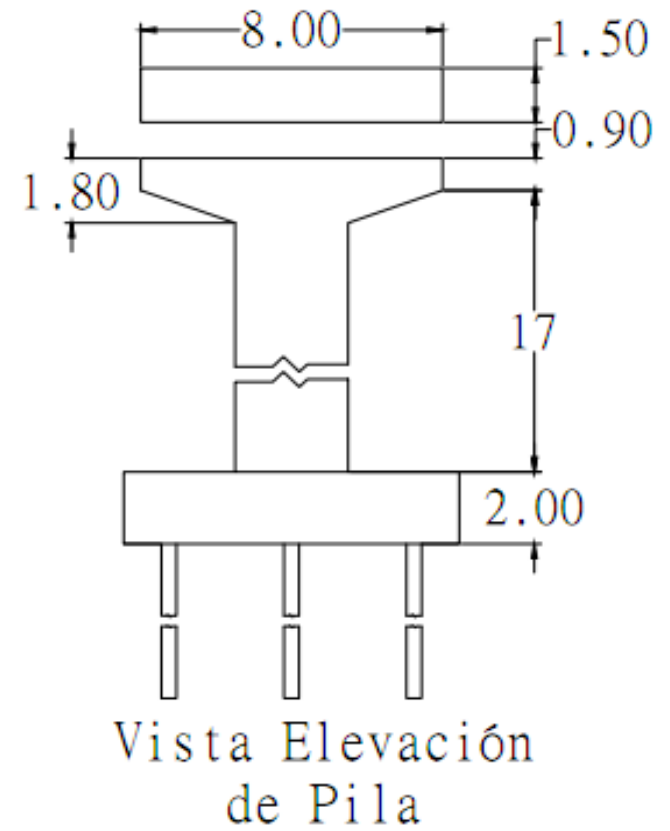
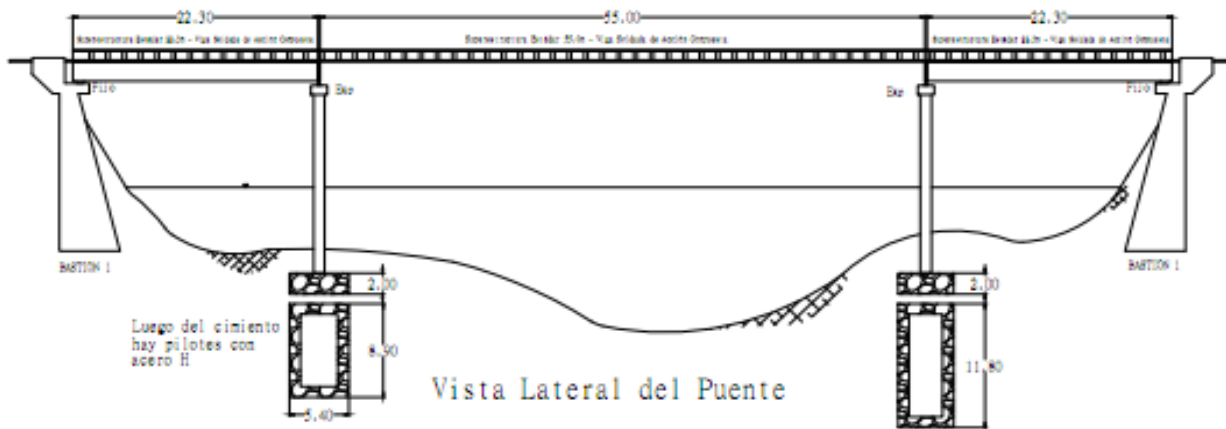
Vista Lateral del Puente



Vista Elevaci3n de Pila

Fuente: Elaboraci3n Propia. Realizado con Auto CAD 2015

## Apéndice 4. Representación gráfica del Puente sobre el río Sarapiquí



Fuente: Elaboración propia. Realizado con Auto CAD 2015

## Apéndice 5. Determinación de las cargas permanentes aplicadas a la superestructura del río Tres Amigos

Carga Muerta (DC)	Vigas de Acero 1.24m x 0.40m x 0.020m	Cantidad	Peso Lineal	Peso Total
	Tramo 1	4.0 u	314.00 kg/m	30144.00 kg
	Tramo 2	4.0 u	314.00 kg/m	30772.00 kg
				<b>60916.00 kg</b>

Vigas de Diafragma L 0.10m x 0.10m x 0.08m	Cantidad	Peso Lineal	Peso Total
Tramo 1	11.0 u	12.59 kg/m	1038.39 kg
Tramo 2	11.0 u	12.59 kg/m	1038.39 kg
			<b>2076.77 kg</b>

Arriostres L 0.10m x 0.10m x 0.008m	Cantidad	Peso Lineal	Peso Total
Tramo 1	11.0 m	12.59 kg/m	3198.23 kg
Tramo 2	11.0 m	12.59 kg/m	3198.23 kg
			<b>6396.46 kg</b>

Conexiones metálicas y pernos	Peso de Vigas principales	Peso de Diafragmas y arriostres	Peso Total
	60916.00 kg	8473.23 kg	3469.46 kg
			<b>3469.46 kg</b>

Espesor de Losa	Área de Losa	Espesor	Peso por Área	Peso Total
1	411.4 m <sup>2</sup>	0.19 m	456.00 kg/m <sup>2</sup>	187598.40 kg
				<b>187598.40 kg</b>

Sobrecarga (DW)	Sobrecapa Asfáltica	Área de Asfalto	Espesor	Peso por Área	Peso Total
	1		411.4 m <sup>2</sup>	0.03 m	70.50 kg/m <sup>2</sup>
					<b>29003.70 kg</b>

Barandas	Longitud	Peso Lineal	Peso Total
2	96.80 m	100.00 kg/m	9680.00 kg
			<b>9680.00 kg</b>

Tubería de Agua Ø5"	Longitud	Peso Lineal	Peso Total
2	96.8 m <sup>2</sup>	12.69 kg/m	1227.95 kg
			<b>1227.95 kg</b>

Fuente: Elaboración Propia. Realizado en Microsoft Excel

## Apéndice 6. Determinación de las cargas permanentes aplicadas a la superestructura del Río Sarapiquí

Carga Muerta (DC)	Vigas de Acero 1.82m x 0.45m x 0.021m	Cantidad	Peso Lineal	Peso Total
	Tramo 1	5.0 u	443.12 kg/m	69347.78 kg
	Tramo 2	5.0 u	443.12 kg/m	81976.61 kg
	Tramo 3	5.0 u	443.12 kg/m	69347.78 kg
				<b>220672.17 kg</b>

Vigas de Diafragma L 0.15m x 0.15m x 0.010m	Cantidad	Peso Lineal	Peso Total
Tramo 1	15.0 u	22.18 kg/m	2229.34 kg
Tramo 2	16.0 u	22.18 kg/m	2377.97 kg
Tramo 3	15.0 u	22.18 kg/m	2229.34 kg
			<b>6836.66 kg</b>

Conexiones metálicas y pernos	Peso de Vigas principales	Peso de Diafragmas y arriostres	Peso Total
	220672.17 kg	6836.65574600	11375.44111
			<b>11375.44 kg</b>

Espesor de Losa	Área de Losa	Espesor	Peso por Área	Peso Total
1	806.8 m <sup>2</sup>	0.17 m	408.00 kg/m <sup>2</sup>	329158.08 kg
				<b>329158.08 kg</b>

Sobrecarga (DW)	Sobrecapa Asfáltica	Área de Asfalto	Espesor	Peso por Área	Peso Total
	1	727.1 m <sup>2</sup>	0.02 m	47.00 kg/m <sup>2</sup>	34172.76 kg
					<b>34172.76 kg</b>

Aceras	Área de Acera	Espesor	Peso por Área	Peso Total
2	79.7 m <sup>2</sup>	0.23 m	552.00 kg/m <sup>2</sup>	43983.36 kg
				<b>43983.36 kg</b>

Barandas	Longitud	Peso Lineal	Peso Total
2	199.20 m	100.00 kg/m	19920.00 kg
			<b>19920.00 kg</b>

Tubería de Agua Ø5"	Longitud	Peso Lineal	Peso Total
2	199.2 m <sup>2</sup>	12.69 kg/m	2526.94 kg
			<b>2526.94 kg</b>

Fuente: Elaboración Propia. Realizado en Microsoft Excel



## Apéndice 7. Determinación de las cargas de frenado aplicadas a la superestructura del río Tres Amigos y Sarapiquí

ITEM	Consideraciones de Carga	Carga de Frenado Calculada	1 Carril Cargado + Factor de Presencia Múltiple (1.20)	2 Carril Cargado + Factor de Presencia Múltiple (1.00)	<b>RIGE</b>
<b>Criterio 1</b>	Camión de Diseño	8164.67 kg	9797.61 kg	16329.34 kg	
<b>Criterio 2</b>	Tándem de Diseño	5669.91 kg	6803.89 kg	11339.82 kg	
<b>Criterio 3</b>	Camión de Diseño + Carga de Carril	3728.20 kg	4473.84 kg	7456.40 kg	
<b>Criterio 4</b>	Tándem de Diseño + Carga de Carril	3229.25 kg	3875.10 kg	6458.50 kg	

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel

## Apéndice 8. Determinación del espectro de aceleración de diseño del río Tres Amigos

S <sub>a</sub>	T(s)	
0.410	0.010	T <sub>0</sub>
0.504	0.017	
0.541	0.023	
0.578	0.030	
0.615	0.036	
0.652	0.043	
0.689	0.049	
0.726	0.056	
0.763	0.062	
0.800	0.069	
0.837	0.075	
0.874	0.082	
0.911	0.088	
0.948	0.095	
0.985	0.101	
1.022	0.108	
1.025	0.118	T <sub>a</sub> :
1.025	0.163	
1.025	0.208	
1.025	0.253	
1.025	0.298	
1.025	0.343	
1.025	0.388	
1.025	0.433	
1.025	0.478	
1.025	0.523	
1.025	0.568	
1.025	0.590	T <sub>s</sub> :
0.817	0.740	
0.680	0.890	
0.582	1.040	
0.508	1.190	
0.451	1.340	
0.406	1.490	
0.369	1.640	
0.338	1.790	
0.312	1.940	
0.289	2.090	
0.270	2.240	
0.253	2.390	
0.238	2.540	
0.225	2.690	
0.202	3.000	
0.151	4.000	
0.121	5.000	
0.101	6.000	
0.086	7.000	
0.076	8.000	
0.067	9.000	
0.061	10.000	

Fuente: Elaboración Propia

## Apéndice 9. Determinación del espectro de aceleración de diseño río Sarapiquí

$S_a$	$T(s)$		
0,380	0,010	$T_0:$	
0,457	0,018		
0,491	0,026		
0,525	0,034		
0,559	0,042		
0,593	0,051		
0,627	0,059		
0,661	0,067		
0,696	0,075		
0,730	0,083		
0,764	0,091		
0,798	0,099		
0,832	0,107		
0,866	0,115		
0,900	0,123	$T_{a,fc}:$	
0,934	0,132		
0,951	0,145		
0,951	0,203		
0,951	0,261		
0,951	0,319		
0,951	0,377		
0,951	0,435		
0,951	0,493		
0,951	0,551		
0,951	0,609		
0,951	0,667		
0,951	0,725		
0,951	0,727		$T_{s,fc}:$
0,922	0,750		
0,894	0,773		
0,869	0,796		
0,844	0,819		
0,821	0,842		
0,799	0,865		
0,779	0,888		
0,759	0,911		
0,740	0,934		
0,692	1,000	$T_L:$	
0,570	1,300		
0,490	1,600		
0,431	1,900		
0,387	2,200		
0,308	3,000		
0,250	4,000		
0,212	5,000		
0,185	6,000		
0,165	7,000		
0,150	8,000		
0,138	9,000		
0,127	10,000		

Fuente: Elaboración Propia

## Apéndice 10. Períodos de vibración para el puente río Tres Amigos con apoyos convencionales

Períodos de vibración de la estructura con apoyo convencional	
Modos de vibración	Periodo (s)
1	0,503
2	0,417
3	0,243
4	0,233
5	0,221
6	0,213
7	0,181
8	0,175
9	0,175
10	0,120
11	0,112
12	0,110
13	0,106
14	0,065
15	0,065
16	0,058
17	0,054
18	0,044
19	0,043
20	0,038
21	0,038
22	0,035
23	0,032
24	0,031
25	0,030

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con CSI BRIDGE y Microsoft Excel

## Apéndice 11. Períodos de vibración para el puente Río Sarapiquí con apoyos convencionales

Períodos de vibración de la estructura con apoyo convencional	
Modos de vibración	Periodo (s)
1	1.617
2	0.717
3	0.582
4	0.430
5	0.352
6	0.288
7	0.284
8	0.266
9	0.213
10	0.213
11	0.155
12	0.154
13	0.148
14	0.142
15	0.134
16	0.114
17	0.113
18	0.106
19	0.104
20	0.089
21	0.081
22	0.070
23	0.069
24	0.067
25	0.065
26	0.062
27	0.058
28	0.057
29	0.052
30	0.052
31	0.051

32	0.050
33	0.048
34	0.047
35	0.047
36	0.043
37	0.040
38	0.040
39	0.040
40	0.039
41	0.039
42	0.038
43	0.038
44	0.038
45	0.037
46	0.037
47	0.037
48	0.037
49	0.037
50	0.037
51	0.037
52	0.037
53	0.037
54	0.037
55	0.037
56	0.036
57	0.036
58	0.036
59	0.036
60	0.036

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con CSI BRIDGE y Microsoft Excel

## Apéndice 12. Períodos de vibración para el puente Tres Amigos con apoyos elastoméricos (RB)

Períodos de vibración de la estructura con apoyo elastomérico	
Modos de vibración	Periodo (s)
1	2.019
2	1.986
3	1.598
4	1.542
5	1.535
6	1.520
7	1.124
8	1.112
9	1.002
10	0.991
11	0.891
12	0.883
13	0.430
14	0.423
15	0.211
16	0.127
17	0.117
18	0.095
19	0.092
20	0.088
21	0.085
22	0.043
23	0.040
24	0.039
25	0.039

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con CSI BRIDGE y Microsoft Excel

### Apéndice 13. Proceso Iterativo para la terminación de períodos, pseudo aceleraciones y desplazamiento de diseño para el puente Tres Amigos con apoyos elastoméricos (RB)

$S_a$ máxima	1.025	
$0.3*S_a$ (Valor deseado)	0.308	Reducción pseudoaceleración
Periodo Propuesto ( $T_D$ )	2.00 s	
$S_{d1}$	0.605	Aceleración en un 1s
Amortiguamiento efectivo ( $\beta$ )	10%	Amortiguamiento propuesto
Coeficiente de Amortiguamiento ( $B_d$ )	1.2	Anexo 10
Módulo de Corte H60 (G)	111600.00 kg/m <sup>2</sup>	Valor propuesto
Deformación por compresión ( $e_{int}$ )	4.2%	Anexo 9, valor más próximo
$K_H$	28295.88 kg/m	
Desplazamiento de diseño ( $D_d$ )	0.251 m	
Deformación por cortante (g)	115.00%	Valor propuesto
Ancho total de elastómero ( $H_r$ )	0.22 m	
$\dot{A}_{req}$	0.0552 m <sup>2</sup>	
$E_c$	17304606.72 kg/m	
Largo propuesto (L)	0.24 m	
Ancho propuesto (W)	0.24 m	
$\dot{A}_{propuesta}$	0.0555 m <sup>2</sup>	Cumple, $A_{pro} > A_{req}$
Área de Acero ( $A_s$ )	0.0509 m <sup>2</sup>	
$K_{H,recalculado}$	28407.20 kg/m	
Rigidez Vertical ( $K_v$ )	4038658.54 kg/m	
$T_{D,recalculado}$	1.996 s	
Diferencia de Periodo (T)	0.20%	
Factor de forma asumido ( $S_{asumido}$ )	4.8	Valor asumido
Espesor de lámina elastomérica ( $h_{r_i}$ )	1.2 cm	
Número de láminas elastoméricas (nh)	17	
Número de láminas de acero	16	
Espesor asumido de placa de acero ( $e_a$ )	0.15 cm	
Espesor de cobertura elastómero ( $h_{r_e}$ )	0.75 cm	Valor propuesto
Espesor de cobertura lateral ( $h_{r_l}$ )	1.00 cm	
Altura total del apoyo ( $H_t$ )	25.68 cm	
$C_v$	0.605	
$S_a$ obtenida	0.303	Revisión pseudoaceleración
$D_d$ obtenido	0.250 m	Revisión desplazamiento

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel

## Apéndice 14. Períodos de vibración para el puente río Sarapiquí con apoyos elastoméricos (RB).

Períodos de vibración de la estructura con apoyo elastomérico	
Modos de vibración	Periodo (s)
1	2.538
2	1.607
3	1.507
4	1.460
5	1.353
6	0.959
7	0.659
8	0.627
9	0.579
10	0.346
11	0.285
12	0.273
13	0.182
14	0.142
15	0.141
16	0.139
17	0.133
18	0.130
19	0.129
20	0.125
21	0.119
22	0.100
23	0.097
24	0.091
25	0.091
26	0.082
27	0.080
28	0.074
29	0.071
30	0.066

31	0.063
32	0.059
33	0.057
34	0.055
35	0.052
36	0.049
37	0.049
38	0.048
39	0.048
40	0.047
41	0.047
42	0.044
43	0.043
44	0.043
45	0.043
46	0.042
47	0.042
48	0.042
49	0.041
50	0.040
51	0.040
52	0.040
53	0.039
54	0.039
55	0.039
56	0.039
57	0.038
58	0.038
59	0.038
60	0.038

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con CSI BRIDGE y Microsoft Word



## Apéndice 15. Proceso Iterativo para la terminación de períodos, pseudo aceleraciones y desplazamiento de diseño para el puente Sarapiquí con apoyos elastoméricos (RB).

$S_a$ máxima	0.951	
$0.4*S_a$	0.380	Reducción pseudoaceleración
Periodo Propuesto ( $T_D$ )	2.45 s	
$S_{d1}$	0.692	Aceleración en un 1s
Amortiguamiento efectivo ( $\beta$ )	10%	Amortiguamiento propuesto
Coficiente de Amortiguamiento ( $B_d$ )	1.2	Anexo 10
Módulo de Corte H60 (G)	111600.00 kg/m <sup>2</sup>	Valor propuesto
Deformación por compresión ( $\epsilon_{int}$ )	4.1%	Anexo 9, valor más próximo
$K_H$	19234.38 kg/m	
$D_d$	0.35 m	
Deformación por cortante ( $\gamma$ )	115.00%	Valor propuesto
Ancho total de elastómero ( $H_r$ )	0.31 m	
$\dot{A}_{req}$	0.0526 m <sup>2</sup>	
$E_c$	22719807.0000 m <sup>2</sup>	
Largo propuesto (L)	0.23	
Ancho propuesto (W)	0.23	
$\dot{A}_{propuesta}$	0.0529 m <sup>2</sup>	Cumple, $A_{pro} > A_{req}$
Área de acero ( $A_s$ )	0.0484 m <sup>2</sup>	
$K_{H,recalculado}$	19338.26 kg/m	
Rigidez Vertical ( $K_v$ )	3602032.58 kg/m	
$T_{D,recalculado}$	2.44 s	
Diferencia de Periodo (T)	0.27%	
Factor de forma asumido ( $S_{asumido}$ )	5.5	Valor asumido
Espesor de lámina elastomérica ( $h_{rj}$ )	1.0 cm	
Número de láminas elastoméricas (nh)	29	
Número de láminas de acero	28	
Espesor asumido de placa de acero ( $e_a$ )	0.15 cm	
Espesor de cobertura elastómero ( $h_{re}$ )	0.65 cm	Valor propuesto
Espesor de cobertura lateral ( $h_{rl}$ )	1.00 cm	
Altura total del apoyo ( $H_t$ )	36.02 cm	
$C_v$	0.461	
$S_a$ obtenida	0.359	Revisión pseudoaceleración
$D_d$ obtenido	0.35 m	Revisión por desplazamiento

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel.

## Apéndice 16. Períodos de vibración para el puente río Tres Amigos con apoyos elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).

Periodos de vibración de la estructura con apoyo con núcleo de plomo	
Modos de vibración	Periodo (s)
1	1.755
2	1.722
3	1.564
4	1.511
5	1.499
6	1.495
7	1.120
8	1.110
9	0.880
10	0.852
11	0.805
12	0.794
13	0.414
14	0.407
15	0.195
16	0.126
17	0.097
18	0.094
19	0.091
20	0.086
21	0.083
22	0.043
23	0.040
24	0.040
25	0.039

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con CSI BRIDGE y Microsoft Excel

## Apéndice 17. Proceso Iterativo para la terminación de períodos, pseudo aceleraciones y desplazamiento de diseño para el puente Tres Amigos con apoyos con núcleo de plomo (LRB).

$S_a$ máxima	1.025	
Periodo Propuesto ( $T_D$ )	2.00 s	
$S_{d1}$	0.605	Aceleración en un 1s
Amortiguamiento efectivo ( $\beta$ )	25%	Amortiguamiento propuesto
Coefficiente de Amortiguamiento ( $B_d$ )	1.6	Anexo 10
Módulo de Corte H50 (G)	66791.61 kg/m <sup>2</sup>	Valor propuesto
Fluencia del plomo ( $F_y$ )	1019716.21 kg/m <sup>2</sup>	Valor propuesto
$K_{eff}$	28295.88 kg/m	
Desplazamiento de diseño ( $D_d$ )	0.19 m	
Energía de disipación por ciclo histerético (EDC)	1604.54 kg-m	
Fuerza característica ( $Q_d$ )	2111.24 kg	
Rigidez Pos-Elástica ( $K_d$ )	17184.12 kg/m	
Desplazamiento por fluencia ( $D_y$ )	0.0137 m	
$\dot{A}_{pl}$	20.70 cm <sup>2</sup>	
Diámetro de Plomo ( $\varnothing_p$ )	5.15 cm	
$\dot{A}_{pl}$ , propuesta	20.83 cm <sup>2</sup>	Cumple, $A_{prop} > A_{req}$
Fuerza característica, recalculada ( $Q_{d,rec}$ )	2124.14 kg	
Rigidez Elástica ( $K_e$ )	11179.70 kg/m	
Rigidez Pos-Elástica ( $K_d$ )	17184.12 kg/m	
Áelastómero	1267.42 cm <sup>2</sup>	Tomado de Anexo 6
$K_{eff}$	28363.81 kg/m	
$T_d$ , recalculado	2.00 s	
$C_v$	0.605	
$S_a$ , obtenida	0.3025	Revisión pseudoaceleración
$D_d$	0.187	Revisión por desplazamiento

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel.

## Apéndice 18. Períodos de vibración para el puente Río Sarapiquí con apoyos elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).

Periodos de vibración de la estructura con apoyo convencional	
Modos de vibración	Periodo (s)
1	2.393
2	2.040
3	1.991
4	1.949
5	1.762
6	1.726
7	1.711
8	1.592
9	1.565
10	0.809
11	0.672
12	0.669
13	0.590
14	0.586
15	0.478
16	0.465
17	0.191
18	0.187
19	0.185
20	0.160
21	0.144
22	0.136
23	0.134
24	0.130
25	0.120
26	0.107
27	0.105
28	0.105
29	0.104
30	0.103
31	0.103
32	0.100
33	0.083
34	0.073

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con CSI BRIDGE y Microsoft Excel

## Apéndice 19. Proceso Iterativo para la terminación de períodos, pseudo aceleraciones y desplazamiento de diseño para el puente Sarapiquí con apoyos con núcleo de plomo (LRB).

$S_a$ máxima	0.951	
Periodo Propuesto ( $T_D$ )	2.45 s	
$S_{d1}$	0.692	Aceleración en un 1s
Amortiguamiento efectivo ( $\beta$ )	25%	Amortiguamiento propuesto
Coefficiente de Amortiguamiento ( $B_d$ )	1.6	Anexo 10
Módulo de Corte H50 (G)	70306.96 kg/m <sup>2</sup>	Valor propuesto
Fluencia del plomo ( $F_y$ )	1019716.21 kg/m <sup>2</sup>	Valor propuesto
$K_{eff}$	19234.38 kg/m	
Desplazamiento de diseño ( $D_d$ )	0.26 m	
Energía de disipación por ciclo histerético (EDC)	2094.70 kg-m	
Fuerza característica ( $Q_d$ )	1988.84 kg	
Rigidez Pos-Elástica ( $K_d$ )	11681.06 kg/m	
Desplazamiento por fluencia ( $D_y$ )	0.0189 m	
$\dot{A}_{pl}$	19.50 cm <sup>2</sup>	
Diámetro de Plomo ( $\phi_p$ )	5.25 cm	
$\dot{A}_{pl, propuesta}$	21.65 cm <sup>2</sup>	Cumple, $A_{prop} > A_{req}$
Fuerza característica, recalculada ( $Q_{d,rec}$ )	2207.43 kg	
Rigidez Elástica ( $K_e$ )	8383.52 kg/m	
Rigidez Pos-Elástica ( $K_d$ )	11681.06 kg/m	
$\dot{A}_{elastómero}$	1266.60 cm <sup>2</sup>	Tomado de Anexo 6
$K_{eff}$	20064.57 kg/m	
$T_d$ , recalculado	2.399 s	
$C_v$	0.461	
$S_a$ , obtenida	0.364	Revisión pseudoaceleración
$D_d$	0.258	Revisión por desplazamiento

Fuente: Elaboración Propia. Realizado con Microsoft Excel.

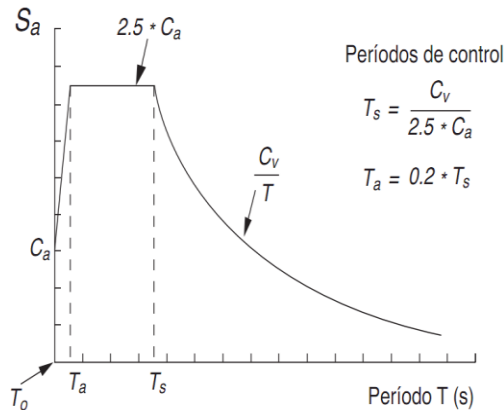
# Anexos

## Anexo 1. Coeficientes sísmicos espectrales $C_a$ y $C_v$

Coeficientes sísmicos espectrales	$C_a$			$C_v$		
	Zona de amenaza sísmica					
	II	III	IV	II	III	IV
$S_1$	0.240	0.360	0.480	0.240	0.360	0.480
$S_2$	0.278	0.374	0.480	0.374	0.518	0.634
$S_3$	0.317	0.410	0.490	0.461	0.605	0.730
$S_4$	0.360	0.367	0.432	0.730	0.922	1.152

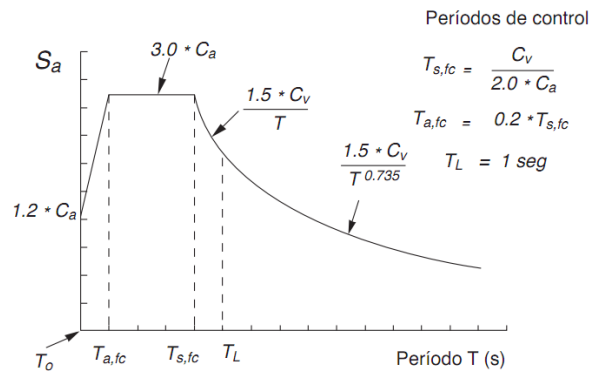
Fuente: Lineamiento para el Diseño Sismorresistente de Puentes. Figura 2.2

## Anexo 2. Determinación del espectro de diseño- Procedimiento general



Fuente: Lineamiento para el Diseño Sismorresistente de Puentes. Figura 2.2

## Anexo 3. Determinación del espectro de diseño- amplificado por presencia de falla



Fuente: Lineamiento para el Diseño Sismorresistente de Puentes. Figura 2.3a

#### Anexo 4. Factor de Presencia Múltiple, $m$

Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factors, $m$
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65


Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2012. Tabla 3.6.1.1.2-1

#### Anexo 5. Incremento por Carga Dinámica, IM

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2012. Tabla 3.6.2.1-1

## Anexo 6. Catálogo de propiedades de aislador con núcleo de Plomo de Dynamic Isolator System


**DYNAMIC ISOLATION SYSTEMS**  
 Isolator Engineering Properties

### Metric Units

DEVICE SIZE				MOUNTING PLATE DIMENSIONS					
Isolator Diameter, $D_1$ (mm)	Isolator Height, H (mm)	Number of Rubber Layers, N	Lead Diameter $D_L$ (mm)	L (mm)	t (mm)	Hole Qty.	Hole $\Phi$ (mm)	A (mm)	B (mm)
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50
700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75
750	230-455	8-30	0-230	800	32	8	33	65	75
800	230-510	8-33	0-230	850	32	8	33	65	75
850	230-535	8-35	0-255	900	38	12	33	65	95
900	255-560	9-37	0-255	955	38	12	33	65	95
950	255-585	10-40	0-280	1005	38	12	33	65	95
1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115
1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115
1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115
1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115
1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115
1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115
1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115

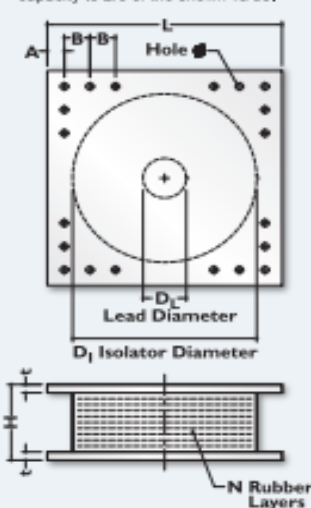
(1) The axial load capacities provided correspond to maximum displacements based on design limits of 250% rubber shear strain or 2/3 the isolator diameter. An isolator's actual displacement and load capacity are dependent on the rubber modulus and number of rubber layers.

(2) Rubber Shear Moduli (G) are available from 0.38 N/mm<sup>2</sup> to 0.70 N/mm<sup>2</sup>.

(3) Elastic Stiffness (K<sub>e</sub>) for analytical modeling may be taken as 10-times the yielded stiffness (K<sub>d</sub>).

(4) K<sub>d</sub> range shown in table is typical for most projects. If needed for specific projects, K<sub>d</sub> values up to three times the maximum shown in the range can be achieved by limiting the displacement capacity to 2/3 of the shown value.

Isolator Diameter, $D_1$ (mm)	DESIGN PROPERTIES			Maximum Displacement, $D_{max}$ (mm)	Axial Load Capacity $P_{max}$ (kN)
	Yielded Stiffness, $K_d$ (kN/mm)	Characteristic Strength $Q_d$ (kN)	Compression Stiffness, $K_c$ (kN/mm)		
305	0.2-0.4	0-65	>50	150	450
355	0.2-0.4	0-65	>100	150	700
405	0.3-0.5	0-110	>100	200	900
455	0.3-0.7	0-110	>100	250	1,150
520	0.4-0.7	0-180	>200	300	1,350
570	0.5-0.9	0-180	>500	360	1,800
650	0.5-1.1	0-220	>700	410	2,700
700	0.5-1.4	0-220	>800	460	3,100
750	0.7-1.6	0-265	>900	460	3,600
800	0.7-1.6	0-265	>1,000	510	4,000
850	0.7-1.8	0-355	>1,200	560	4,900
900	0.7-1.9	0-355	>1,400	560	5,800
950	0.7-2.0	0-490	>1,800	610	6,700
1000	0.8-2.0	0-490	>1,900	660	7,600
1050	0.9-2.1	0-580	>2,100	710	8,500
1160	1.1-2.1	0-665	>2,800	760	13,000
1260	1.2-2.3	0-755	>3,700	810	20,500
1360	1.4-2.5	0-890	>5,100	860	27,600
1450	1.6-2.5	0-1,025	>5,300	910	33,400
1550	1.8-2.5	0-1,025	>6,500	910	40,000



Fuente: Dynamic Isolator Sistemas



## Anexo 7. Catálogo de propiedades de aislador con núcleo de Plomo de Mageba

LASTO®LRB – $d_{bd} = 400\text{mm}$										
D (mm)	$t_e$ (mm)	$H_a$ (mm)	$N_{sd}$ (kN)	$N_{ed}$ (kN)	$F_1$ (kN)	$F_2$ (kN)	$K_r$ (kN/mm)	$K_{eff}$ (kN/mm)	$K_v$ (kN/mm)	$\xi$ (%)
500	160	326	3,600	1,250	315	755	1.1	1.89	814	29
600	176	350	5,950	2,150	420	990	1.45	2.49	1,346	28
700	192	374	8,750	3,450	515	1230	1.8	3.09	1,991	28
800	208	398	10,950	5,100	620	1500	2.17	3.73	2,725	26
900	216	410	16,250	6,750	690	1750	2.65	4.38	3,658	26
1000	224	422	18,750	10,100	760	2030	3.16	5.07	4,693	25

*Nota importante: esta tabla debe utilizarse exclusivamente como referencia preliminar para el diseño del apoyo. El diseño y los detalles técnicos definitivos se definen una vez se consideran todos los parámetros del proyecto en su fase final.*

### Legend

$d_{bd}$	Desplazam. sísmico de diseño	$F_1$	Fuerza de estiramiento
$D$	Diám. del bloque elastomérico	$F_2$	Fuerza horizontal máxima (con dbd)
$t_e$	Altura total del elastómero	$K_r$	Rigidez horizontal
$H_a$	Altura total del aislador	$K_{eff}$	Rigidez efectiva
$N_{sd}$	Carga máxima vertical de servicio	$K_v$	Rigidez vertical
$N_{ed}$	Carga sísmica máxima vertical	$\xi$	Grado de amortiguación

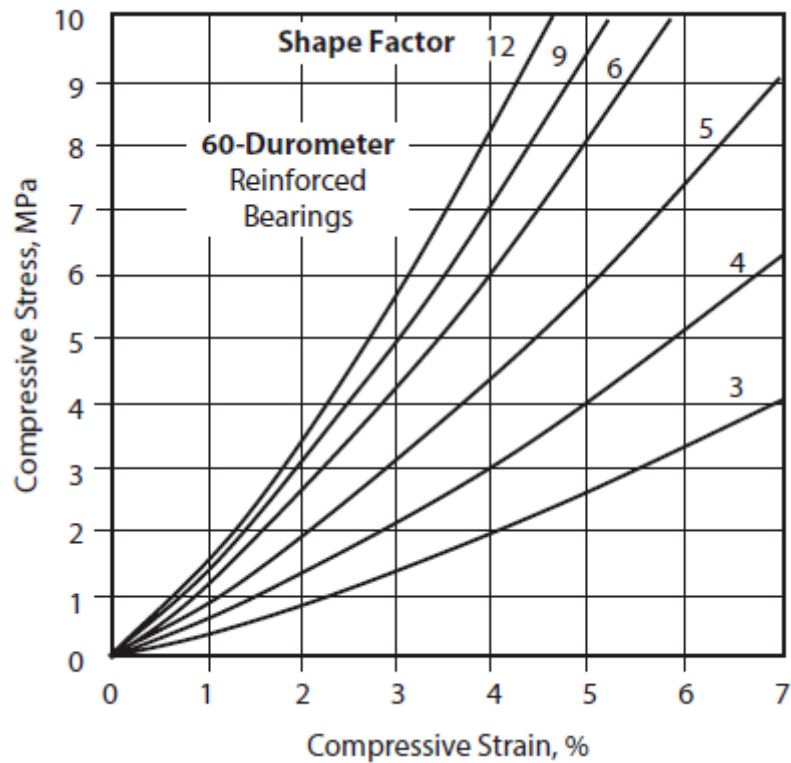
Fuente: Hulera Nacional

## Anexo 8. Módulo de cortante de Elastómeros según AASHTO

	Hardness (Shore A)		
	50	60	70 <sup>1</sup>
Shear Modulus @ 73°F (ksi)	0.095–0.130	0.130–0.200	0.200–0.300
Creep deflection @ 25 yr divided by initial deflection	0.25	0.35	0.45

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2012. Tabla 14.7.6.2-1

## Anexo 9. Curva de esfuerzo-deformación para elastómeros con dureza 60



Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014. Tabla 14.7.6.3.3-1

## Anexo 10. Factor de amortiguamiento de acuerdo con el amortiguamiento del sistema

Table 4. 1 Damping Coefficient (ASCE-7, 2002)

Effective Damping Ratio ( $\beta_e$ )	Damping Coefficient ( $B_D$ )
$\leq 2\%$	0.8
5%	1.0
10%	1.2
20%	1.5
30%	1.7
40%	1.9
$\geq 50\%$	2.0

Fuente: Análisis ASCE-7, 2012

## Anexo 11. Combinación de cargas según el método LFRD AASHTO

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	$\gamma_p$	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength II	$\gamma_a$	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength III	$\gamma_p$	—	1.00	1.4 0	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength IV	$\gamma_a$	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	$\gamma_p$	1.35	1.00	0.4 0	1.0	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Extreme Event I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	$\gamma_p$	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.3 0	1.0	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.7 0	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Fuente: AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS 2012. Tabla 3.4.1-1

## Anexo 12. Combinación de cargas según el método LFRD AASHTO

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componente y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS 2012. Tabla 3.4.1-2

### Anexo 13. Mapa de fallas con capacidad de generar sismos de magnitud MW=6.5 o mayor

Código de color	Número	Nombre	Provincia
	1	Aguacaliente Orosi	Cartago
	2	Alajuela	Alajuela
	3	Bagaces (♣)	Guanacaste
	4	Barranca	Puntarenas / San José
	5	Canoas	Puntarenas
	6	Caño Negro	Alajuela / Guanacaste
	7	Chiripa	Guanacaste
	8	Delicias	Puntarenas
	9	Falla Longitudinal	Puntarenas
	10	Golfito	Puntarenas
	11	Navarro	Cartago
	12	Paquita	Puntarenas
	13	Parrita (♣)	Puntarenas
	14	Quepos	Puntarenas
	15	San Vito	Puntarenas
	16	Siquirres - Matina	Limón
	17	Tárcoles	Puntarenas / San José
	18	Zona de Falla Media	Puntarenas

Fuente: Lineamiento para el Diseño Sismorresistente de Puentes. Figura 2.2

# Referencias

- AASHTO. 2012. **LRFD bridge design specifications.** (6th Edition). Washington DC, USA.
- AASHTO. 2010. **Guide specifications for seismic isolation design.** (3th Edition). Washington DC, USA.
- Aguilar. R, Almazán. J, Dechent, P y Suarez. V (2008). **Aisladores de base elastoméricos y fp.** Quito, Ecuador: Editor: Centro de Investigaciones Científicas.
- Bayona, N y Blanco, E. (2010). **Análisis dinámico lineal de un puente en concreto reforzado simplemente apoyado con y sin aisladores de base (caso de estudio: puente la flora, Bucaramanga).** Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Industrial de Santander. 74 p.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. (2011). **Código sísmico de costa rica 2010** (4ta Edición). Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica (2014). **Comentario a los lineamientos para el diseño sismorresistente de puentes.** San José, Costa Rica: Editorial Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. (2013). **Lineamientos para el diseño sismorresistente de puentes.** San José, Costa Rica: Editorial Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales.
- Constantinou, M, Kalpakidis, I, Filiatrault, A & Ecker, A. (2011). **LRFD-based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators.** ( Technical Report). University at Buffalo, New York. United States.
- Corporación de Desarrollo Tecnológico-Cámara Chilena de la Construcción. (Noviembre 2011). **Protección Sísmica de Estructuras "Sistema de Aislación Sísmica y Disipación de Energía".** Documentos técnicos corporación de desarrollo tecnológico. Recuperado el 21 de Marzo de 2017.
- Cubillo, R. (2015). **Comparación de las propiedades elásticas dinámicas para edificios tipo marco con base fija y base aislada: caso concreto reforzado** (tesis de pregrado). Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.
- Jara, M & Casas, J. R. (2002). **Criterio de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía.** Barcelona, España. Editor: A. H. Barbat
- Hernández, H. **Análisis estructural de un edificio aislado sísmicamente y diseño de su sistema de aislamiento.** Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Nazzal, A. (2015). **Earthquake Engineering: Theory and Implementation with the**

**2015 International Code.** Toronto, Canada: Editorial: McGraw-Hill Education.

Mayes, R & Naeim, F. **Design of structures with seismic isolation.**

Sun, W. (2011). **Performance assessment and design of lead rubber seismic isolators using a linear spectrum.** (Tesis de Maestría). MacMaster University, Ontario, Canada.