Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

Evaluación de la estabilidad ante sismos del puente sobre río Grande, La Garita de Alajuela y el puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela.

Trabajo de graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:
Leonardo Castillo Azofeifa B61602

Director:
Ing. Julian Trejos Villalobos, M.Sc. y M.Eng.

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Costa Rica Marzo, 2022

Miembros del comité asesor

Ing. Julian Trejos Villalobos, M.Sc. y M.Eng.

Director

Ing. Stefan Salazar Burger, M.Sc.

Asesor

Ing. Hellen Garita Durán

Asesora

Leonardo Castillo Azofeifa

Graduando

Derechos de autor

Fecha: 9 de marzo de 2022

El suscrito, Leonardo Castillo Azofeifa, cédula 2-0780-0167, estudiante de la Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné B61602, manifiesta que es autor (a) del Trabajo Final de Graduación **Evaluación de la estabilidad ante sismos del puente sobre río Grande, La Garita de Alajuela y el puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela,** bajo la dirección del Ing. Julian Trejos Villalobos, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acurdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos No. 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); "no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales". Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

Dedicatoria

Dedico este trabajo de investigación a mi familia, en especial a mis padres y hermanos, por siempre ser parte del apoyo incondicional que necesité durante este proceso.

Agradecimientos

A mi familia: Ivania, Jose, Brandon, Gloriana, Fabiola y mi abuela Nena, su apoyo me permite hoy alcanzar este objetivo.

A mi director, Julian Trejos Villalobos, por el tiempo dedicado a este proyecto y por siempre guiarme en el proceso. También quisiera agradecerle por confiar en mi trabajo y esfuerzo, para así permitirme iniciar mi carrera profesional.

A mis asesores, Stephan Salazar y Hellen Garita, por sus comentarios a esta investigación, los cuales permitieron enriquecerla y culminarla de mejor manera.

Quisiera agradecer especialmente a María, Gianluca y Dianlly, por todos los trabajos realizados, las tardes de estudio y momentos vividos juntos durante la universidad. Sin duda alguna fueron el apoyo y los compañeros necesarios para poder alcanzar la meta.

A todos mis compañeros y amigos de la universidad con los cuales tuve el gusto de compartir en algún momento de la carrera. Lograron que esta etapa fuera completamente diferente a lo esperado y de alguna forma dejaron experiencias inolvidables.

A mis amigos, porque a pesar de que el tiempo que estuve en la universidad me distanció un poco de ellos, siempre los tuve presentes y sé que ellos también lo estuvieron.

Índice de contenidos

1. Introducción 1

1.1. Justificación 1

1.1.1. Problema específico 1

1.1.2. Importancia 1

1.2. Antecedentes teóricos y prácticos 2

1.3. Objetivos 4

1.3.1. Objetivo general 4

1.3.2. Objetivos específicos 4

1.4. Marco teórico 5

1.4.1. Estructuras en arco a base de mampostería de piedra 5

1.4.2. Mecanismo de transmisión y cargas presentes sobre los puentes de mampostería de piedra 6

1.4.3. Caracterización de los puentes en análisis 8

1.4.4. Características de los materiales constituyentes de los puentes en arco a base de piedra 10

1.4.5. Metodología de análisis límite en estructuras de mampostería de piedra 18

1.4.6. Metodología de análisis sísmico de arcos de mampostería 20

1.4.7. Amenaza sísmica de las estructuras según código de diseño 30

1.4.8. Efecto de sitio en la modificación de ondas sísmicas 33

1.4.9. Verificación de la seguridad sísmica 35

1.4.10. Factor de seguridad presente en las estructuras 36

1.5. Delimitación del problema 37

1.5.1. Alcance geográfico 37

1.5.2. Alcance temporal 37

1.5.3. Alcance específico 37

1.5.4. Limitaciones 38

1.6. Metodología 39

2. Demanda sísmica según los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes. 41

2.1. Consideraciones para la definición de la demanda sísmica.....41

2.2. Demanda sísmica: Puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela 41

2.3. Demanda sísmica: Puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela.....43

3. Evaluación de la estabilidad ante cargas sísmicas del puente sobre el río Grande y el puente sobre el río Jesús María 44

3.1. Metodología simplificada de análisis sísmico (Zampieri, 2014) 44

3.1.1. Metodología Simplificada (Zampieri, 2014): Puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela 45

3.1.2. Metodología Simplificada (Zampieri, 2014): Puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela 47

3.2. Metodología de Trabajo Virtual 48

3.2.1. Puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela 49

3.2.2. Puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela.....53

3.3. Evaluación sísmica en la dirección transversal de los puentes.....57

3.4. Análisis de resultados de la evaluación sísmica de los puentes.....58

4. Conclusiones y recomendaciones 67

4.1. Conclusiones 67

4.2. Recomendaciones 69

5. Referencias bibliográficas 71

6. Apéndices 74

6.1. Apéndice A. Desarrollo del análisis sísmico por Código de Construcción Italiano.74

6.1.1. Muestra de cálculo para el puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela 74

6.1.2. Muestra de cálculo para el puente sobre el Jesús María, San Mateo de Alajuela 90

6.2. Apéndice B. Transformación de las señales sísmicas registradas.....100

6.2.1. Transformación de los registros de sismicidad próximos al puente sobre el río Grande. 100

6.2.2. Transformación de los registros de sismicidad próximos al puente sobre el río Jesús María. 102

7. Anexos 104

7.1. Anexo A. Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) en los puentes. 104

7.1.1. TPDA para la Ruta Nacional 131 (puente sobre el río Jesús María). 104

7.1.2. TPDA para la Ruta Nacional 3 (puente sobre el río Grande). 105

Índice de figuras

Figura 1. Elementos del arco de piedra. 5
Figura 2. Esquema longitudinal de transmisión de cargas de los puentes en arco. 7
Figura 3. Puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela 9
Figura 4. Puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela.....10
Figura 5. Estado tensional de los bloques y el mortero para la mampostería sometida a esfuerzos de compresión 16
Figura 6. Aceleración límite para valores fijos de f/L y s/L 23
Figura 7. Sistema cartesiano y división de la estructura.....23
Figura 8. Desplazamientos virtuales para la aplicación del PTV 24
Figura 9. Representación gráfica del arco para la aplicación del Trabajo Virtual 25
Figura 10. Desplazamientos virtuales del Principio de Trabajo Virtual 26
Figura 11. Colapso transversal de los muros de un puente en arco 27
Figura 12. Modelo de evaluación transversal del puente. 28
Figura 13. Zonas de amenaza sísmica en Costa Rica 31
Figura 14. Diagrama de flujo de la metodología.....40
Figura 15. Coeficientes sísmicos espectrales Ca y Cv.....42
Figura 16. Aceleración límite para valores fijos de f/L en puentes de bastión chato 46
Figura 17. Modelo de la etapa constructiva, puente sobre río Grande.....49
Figura 18. Aplicación del PTV para la etapa constructiva, puente sobre río Grande.....50
Figura 19. Modelo de componentes en el puente sobre río Grande 51
Figura 20. Cargas participantes y modelado para la aplicación del PTV, puente sobre río Grande.....52
Figura 21. Modelo de la etapa constructiva, puente sobre río Jesús María 54
Figura 22. Aplicación del PTV para la etapa constructiva, puente sobre río Jesús María ...54
Figura 23. Modelo de componentes en el puente sobre río Jesús María 56
Figura 24. Cargas participantes y modelado para la aplicación del PTV, puente sobre río Jesús María 56
Figura 25. Ubicación de las estaciones de registro sísmico respecto al puente sobre el río Grande.....62

Figura 26. Ubicación de las estaciones de registro sísmico respecto al puente sobre el río Jesús María 63

Índice de cuadros

Cuadro 1. Dimensiones del puente sobre Río Grande 9
Cuadro 2. Dimensiones del puente sobre el Río Jesús María 10
Cuadro 3. Valores de peso específico para diferentes piedras según diversos autores.....11
Cuadro 4. Valores típicos de resistencia a la compresión para diferentes piedras según diversos autores.....12
Cuadro 5. Valores típicos de módulo de elasticidad en piedras. 13
Cuadro 6. Resistencia a la compresión de los morteros según su material. 14
Cuadro 7. Módulos de elasticidad para morteros según el material.....14
Cuadro 8. Propiedades mecánicas del mortero 14
Cuadro 9. Resistencia a la compresión de la mampostería según material de asiento en el que fue ensayado.....17
Cuadro 10. Resistencia a la compresión de la mampostería según material de asiento en el que fue ensayado (cont.).....18
Cuadro 11. Clasificación geométrica para el uso del procedimiento tabular y gráfico de evaluación sísmica.....22
Cuadro 12. Clasificación del sitio geotécnico de cimentación con base en la velocidad de onda cortante 32
Cuadro 13. Clasificación del sitio geotécnico de cimentación con base en la resistencia del medio.....32
Cuadro 14. Coeficientes sísmicos espectrales Ca y Cv 33
Cuadro 15. Expresiones que definen el coeficiente estratigráfico según el tipo de suelo...34
Cuadro 16. Niveles de conocimiento y factores de confianza 36
Cuadro 17. Ubicación geográfica del puente sobre el río Grande.....41
Cuadro 18. Coeficientes símicos espectrales para el puente sobre el río Grande.....42
Cuadro 19. Ubicación geográfica del puente sobre el río Jesús María 43
Cuadro 20. Coeficientes símicos espectrales para el puente sobre el río Grande.....43
Cuadro 21. Parámetros para aplicación de metodología simplificada, puente sobre río Grande 45
Cuadro 22. Resumen de resultados por metodología simplificada en puente sobre río Grande 46

Cuadro 23. Parámetros para aplicación de metodología simplificada, puente sobre río Jesús María 47
Cuadro 24. Resumen de resultados por metodología simplificada en puente sobre río Jesús María 48
Cuadro 25. Propiedades mecánicas de los materiales consideradas.....48
Cuadro 26. Factores derivados de la aplicación del PTV en la etapa constructiva, puente sobre río Grande 50
Cuadro 27. Factores derivados de la aplicación del PTV, puente sobre río Grande 52
Cuadro 28. Factores derivados de la aplicación del PTV en la etapa constructiva, puente sobre río Jesús María.....55
Cuadro 29. Factores derivados de la aplicación del PTV, puente sobre río Jesús María.....57
Cuadro 30. Resumen de aceleraciones según demanda y metodologías de análisis 58
Cuadro 31. Resumen de factores de seguridad en las estructuras según la metodología aplicada.....59
Cuadro 32. Estaciones de registro sísmico próximas al puente sobre el río Grande 62
Cuadro 33. Estaciones de registro sísmico próximas al puente sobre el río Jesús María....63
Cuadro 34. Aceleraciones transformadas para los registros cercanos al puente sobre el río Grande.....64
Cuadro 35. Aceleraciones transformadas para los registros cercanos al puente sobre el río Jesús María 64
Cuadro 36. Factores de seguridad para la condición crítica, puente sobre el río Grande...65
Cuadro 37. Factores de seguridad para la condición crítica, puente sobre el río Jesús María 66

Lista de acrónimos

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
CCI	Código de Construcción Italiano (Por su traducción al español)
CFIA	Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica
CSCR	Código Sísmico de Costa Rica
FS	Factor de Seguridad
Lanamme	Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales
LDSP	Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes
LIS	Laboratorio de Ingeniería Sísmica
MOPT	Ministerio de Obras Públicas y Transportes
NTC	Norme Tecniche per le Construzioni o Norma Técnica para la Construcción (Por su traducción al español)
PGA	Peak Ground Acceleration o Aceleración máxima del suelo (Por su traducción al español)
PTV	Principio de Trabajo Virtual
RN	Ruta Nacional
TPDA	Tránsito Promedio Diario Anual
UCR	Universidad de Costa Rica
3D	Tres Dimensiones

Castillo Azofeifa, Leonardo
Evaluación de la estabilidad ante sismos del puente sobre río Grande, La Garita de Alajuela y el puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela
Trabajo Final de Graduación — Ingeniería Civil — San José, Costa Rica.:
L. Castillo A., 2021.
xii, 73, [32], ils. col. – 28 refs.

Resumen

Los puentes conformados por arcos a base de mampostería de piedra se remontan en nuestro país al siglo XIX. Dada la alta sismicidad presente en nuestro territorio, la antigüedad de las obras en análisis y su diseño carente de aspectos técnicos definidos que permitan evaluar los aspectos actuales que se consideran para el diseño, surge la necesidad de investigación en esta área, de manera que la aplicación de metodologías de análisis permitan reflejar un comportamiento aproximado, que resulte en el nivel de estabilidad que el puente sobre el río Grande y el puente sobre el río Jesús María presentan específicamente.

Para esto se emplea el código de diseño *Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes* para determinar la amenaza sísmica de los puentes según su zonificación sísmica y sitio de cimentación; además, se emplean dos metodologías: la Metodología Simplificada propuesta por Zampieri (2014), basada en una serie de gráficos y ecuaciones de regresión lineal aplicables a la geometría de los puentes para determinar la aceleración de colapso; la Metodología de Trabajo Virtual considera el efecto de las cargas reales y desplazamientos virtuales, de modo que el trabajo interno menos el externo sea igual a cero.

Los resultados obtenidos de la investigación indican que ambas estructuras son inestables para la aceleración máxima por amenaza sísmica, ya que los factores de seguridad obtenidos por ambas metodologías son inferiores a 1. La transformación de los registros de aceleración de las estaciones consideradas, tomando en cuenta las limitaciones presentes, señalan que las estructuras analizadas no se han visto sometidas a aceleraciones mayores a las aceleraciones de colapso determinadas, congruente con el estado actual de las obras.

ACELERACIÓN DE COLAPSO, AMENAZA SÍSIMICA, PUENTES EN ARCO, TRABAJO VIRTUAL.

Ing. Julian Trejos Villalobos
Escuela de Ingeniería Civil

Capítulo I

1. Introducción

1.1. Justificación

1.1.1. Problema específico

Los puentes cuya tipología estructural se encuentran conformados por arcos a base de piedra datan de alrededor del año 2000 a.c. (Demchenko, 2011) y en nuestro país se remontan al siglo XIX (Méndez, s.f.). Dada la antigüedad de estas estructuras, el diseño de las mismas carece de aspectos técnicos definidos que se encuentren documentados y permitan la verificación y evaluación de las mismas, por lo tanto, se vuelve clave la recopilación de información e investigación en esta área, de manera que se logre caracterizar detalladamente los materiales, componentes estructurales y se definan las metodologías de análisis ante las acciones a las que se somete la estructura, que de manera conjunta, reflejarán un comportamiento aproximado y la estabilidad que estas presentan.

Existen investigaciones realizadas sobre puentes con la tipología estructural descrita, como la llevada a cabo por el Ing. Alejandro Carboni en el año 2017, la cual determina los factores de seguridad presentes en las estructuras analizadas producto de la acción de cargas gravitacionales únicamente (la acción de carga por peso propio de la estructura y por acciones vehiculares), sin embargo, las evaluaciones de seguridad y estabilidad en las estructuras deben considerar el aporte de todas las cargas que sobre ella ejercen un efecto considerable.

Por lo anterior, emerge la importancia de una evaluación que considere las acciones símicas, debido a que Costa Rica es un territorio altamente sísmico y la influencia de este tipo de cargas laterales sobre las estructuras es una condición necesaria de analizar, para así establecer un nivel de seguridad general en la estructura.

1.1.2. Importancia

En nuestro país existen diversos puentes cuya tipología estructural se encuentra compuesta por arcos de mampostería de piedra, sin embargo, los estudios realizados sobre este tipo de estructuras son escasos, generando que la cantidad de información en referencia a estos

no sea la adecuada para la realización de un análisis con el cual se evalúe la seguridad en los mismos.

Los puentes de arco en mampostería de piedra se encuentran sometidas a cargas de servicio (cargas gravitacionales y cargas por transito vehicular) y cargas eventuales (sismos, viento y flujo de agua), por esta razón es necesario conocer el comportamiento que se presenta en los puentes por la acción de dichas cargas. El proyecto a desarrollar permite evaluar la estabilidad que presentan las estructuras y las cargas eventuales máximas que podrían soportar estas para un correcto funcionamiento.

El desarrollo de la investigación representa el inicio para la recopilación de información representativa y aplicable a otras estructuras con tipologías similares, ya que, se establecen metodologías de análisis sobre dicho tipo de estructuras basadas en las características principales de estas, permitiendo ser implementada para aquellas que presente características semejantes, con el fin de poder determinar la necesidad de reforzamiento o reemplazo, para mantener la funcionalidad de los sistemas de transporte que estos componen, según la medida de estabilidad determinada sobre ellos.

Finalmente, los procedimientos implementados en esta investigación permitirán definir la condición de las estructuras analizadas, de manera que se lograría priorizar aquellas cuyos resultados reflejen valores con mayor cercanía a la inestabilidad global, es decir, con una mayor amenaza ante la acción sísmica.

1.2. Antecedentes teóricos y prácticos

La inspección, evaluación, mantenimiento y restauración representan labores asociadas a la construcción de cualquier tipo de estructura. En Costa Rica estas no se llevan a cabo con la constancia necesaria para asegurar su operabilidad adecuada, por ende, la verificación del estado de estructuras de gran edad a través de diversas metodologías permite la verificación del estado y con ello, las rehabilitaciones o reparaciones necesarias para preservar el patrimonio.

El estudio de estructuras de mampostería de piedra para puentes de arco sigue un recorrido paralelo al resto de estructuras del mismo material, iniciando con sus primeros estudios geométricos (estudios de proporciones) que abarcan del periodo desde la Roma clásica hasta el Renacimiento. A partir del siglo XVII aparece un nuevo enfoque encabezado por De

La-Hire y Couplet, cuyos análisis tratan aspectos teóricos y prácticos de la línea de presiones.

En el año 1879, Castigliano abre una nueva vía para el análisis de arcos de mampostería de piedra, por medio del análisis elástico vía planteamientos energéticos de mínima energía. Es en este momento, que por medio del estudio del puente de Mosca, Castigliano por primera vez analiza el comportamiento no lineal de la mampostería de piedra y así, se adopta un criterio de resistencia nula a la tracción de la mampostería (Martín-Caro, 2001).

La metodología de análisis límite ha sido desarrollada por diferentes autores, con posiciones distintas entre ellos, unos brindando un enfoque teórico, otros enfocados al desarrollo práctico para el análisis de estructuras de arco en mampostería de piedra.

Jacques Heyman entre los años 1995 y 1999 desarrolló diversas obras orientadas al desarrollo teórico de la metodología de análisis límite, orientado a la explicación del comportamiento de estructuras de mampostería de piedra, como es el caso de arcos y bóvedas, estableciendo así los principios y teoremas fundamentales del análisis límite. Consecutivamente, Huerta (2004) en su libro "*Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica"* realiza una explicación del proceso para la obtención del factor de seguridad de la estructura a partir del análisis de las curvas funiculares que se forman dentro del arco, específicamente la relación existente entre el espesor de arco límite y el espesor del arco real.

En nuestro país, el estudio de puentes de mampostería es escaso, sin embargo, Carboni (2017) en su Trabajo Final de Graduación de licenciatura, lleva a cabo el análisis y desarrollo detallado del procedimiento para la determinación de las curvas funiculares de arcos, para la obtención del factor de seguridad geométrico desarrollado por Huerta (2004). En este mismo, se presenta la caracterización y el desarrollo del factor de seguridad para el sitio de cimentación de la estructura.

El análisis bajo la influencia sísmica de los puentes de arco en mampostería de piedra ha sido estudiado por diferentes autores, Martín-Caro (2001) en su tesis doctoral *Análisis estructural de puentes de arco de fábrica: Criterios de comprobación,* desarrolla un análisis completo de puentes de mampostería, iniciando con la caracterización de los materiales constituyentes de la mampostería, determinando propiedades físicas, mecánicas y geométricas de las piezas (piedra de la mampostería) y las mismas propiedades junto con la caracterización química, para el caso del mortero. En esta investigación también se realiza

el estudio de las propiedades de la mampostería como material conjunto (unión de piezas y mortero) para determinar las propiedades mecánicas que permitan la evaluación estructural de los puentes.

Con referencia a lo anterior, en dicho proyecto se desarrollan diferentes metodologías para el análisis de las estructuras como lo son: el método de cálculo plástico, método de bloques rígidos y el método uniaxial, con los cuales se presenta el desarrollo de tres ejemplos para puentes de arco de mampostería.

En el año 2014, Paolo Zampieri desarrolla una metodología simplificada para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en los puentes de arco en mampostería de piedra, basada en estudios realizados a puentes europeos de tipología similar. El estudio desarrolla una análisis longitudinal y transversal para las estructuras, a través del principio de trabajo virtual, con el cual se tiene la capacidad de determinar un coeficiente sísmico que puede ser comparado con las solicitaciones sísmicas que presenta la estructura en análisis. Además, se desarrolla un procedimiento gráfico, en el cual, por medio de propiedades geométricas de los arcos es posible determinar el coeficiente sísmico para la comparación respectiva.

Respecto a la caracterización de los componentes de la estructura, nuestro país carece de información que haga referencia a puentes en arco de mampostería, la razón de esto converge en las estructuras consideradas para llevar a cabo análisis, las cuales son han sido declaradas patrimonio, limitando así la posibilidad de realización de pruebas destructivas sobre las mismas, esto debido al objetivo de conservación del patrimonio que contempla el Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural y el uso que actualmente se brinda para el tránsito vehicular.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Evaluar la estabilidad estructural ante sismos del puente sobre el río Grande en la Garita, Alajuela y del puente sobre el río Jesús María en San Mateo, Alajuela, a través de metodologías de comparación de aceleraciones sísmicas.

1.3.2. Objetivos específicos

- Determinar la amenaza sísmica que presentan el puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela y el puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela producto de la

zonificación sísmica y el sitio de cimentación en concordancia con los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes en Costa Rica (2013).

- Estimar la aceleración de colapso ante cargas sísmicas del puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela y el puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela por medio de la metodología simplificada de análisis sísmico.
- Estimar la aceleración de colapso ante cargas sísmicas del puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela y el puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela por medio de la metodología de Trabajo Virtual.
- Definir los factores de seguridad ante cargas sísmicas del puente sobre río Grande, La Garita de Alajuela y el puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela como una razón entre la amenaza sísmica de la estructura y la aceleración de colapso obtenida de las diferentes metodologías.

1.4. Marco teórico

1.4.1. Estructuras en arco a base de mampostería de piedra

Las estructuras en arco presentan una configuración lineal de directriz curva que permite salvar una luz u obstáculo natural o artificial. Cuando la composición constructiva de estas es a base de piedra o ladrillo, las piezas que conforman dicha geometría reciben el nombre de dovelas y los elementos sobre los que se apoya el mismo y reciben su carga se denominan estribos (Guardiola & Basset, s.f.).

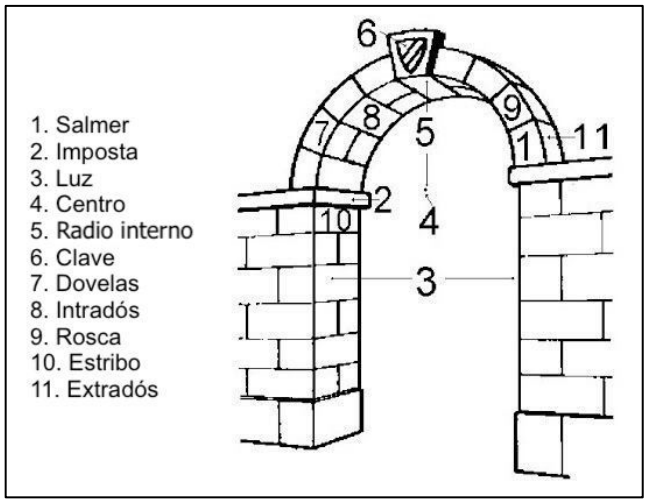

Figura 1. Elementos del arco de piedra.

Fuente: (Patrimonio Arquitectónico de Asturias, 2016)

Modificado por: (Castillo, 2020)

El trabajo de estas estructuras se da a compresión, básicamente ocurre la transmisión de fuerzas entre dovelas, dando lugar a un polígono de carga con forma antifunicular (Guardiola & Basset, s.f.)

Estas estructuras datan de gran antigüedad, por ende, su diseño no se encontraba fundamentado técnicamente, el cálculo estaba basado principalmente en la experiencia, fruto de la observación atenta de ejemplos construidos. Estas observaciones condujeron a una serie de preceptos aplicables a los tipos estructurales más usuales de cada periodo, es decir, se conservaban y trascendían conceptos de diseño como: geometría, espesores, luces y dimensiones en general, que hasta cierta época permitían la funcionalidad de la estructura construida (Huerta, 2004).

Según Martín-Caro (2001), en las estructuras compuestas por arcos de mampostería de piedra, existen tres aspectos que definen fundamentalmente el comportamiento de estas obras:

1. Son estructuras masivas que trabajan fundamentalmente por su forma y en principio el esfuerzo axial representa el esfuerzo predominante dentro de esta. La suposición de la predominancia del esfuerzo axial varía según la importancia que adquiere la sobrecarga respecto a la carga permanente a las que son sometidas la estructura.
2. Se encuentran compuestas por materiales heterogéneos, anisótropos y en ocasiones discontinuos, es decir, incapaces de soportar cargas de tracción.
3. Están formados por elementos estructurales de diferente naturaleza y cuya acción estructural es diferente.

1.4.2. Mecanismo de transmisión y cargas presentes sobre los puentes de mampostería de piedra

Los puentes en arco de mampostería de piedra, al igual que cualquier otra estructura, debe transmitir las cargas a las que se ve sometida desde su superestructura hasta la cimentación y por consiguiente, hasta el estrato de suelo resistente. Por medio de la Figura 2, la cual representa un esquema longitudinal de un puente en arco sometido a la acción de diferentes cargas, se muestra el mecanismo de transmisión de cargas desarrollado por la estructura y con esto, los aspectos de mayor relevancia que se llevan a cabo en esta.

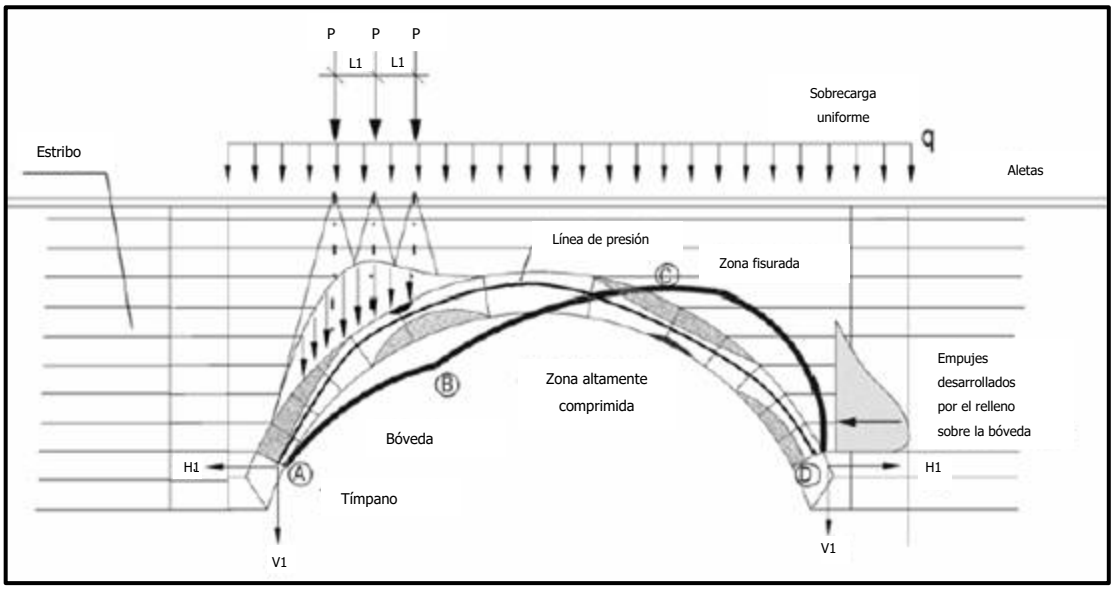

Figura 2. Esquema longitudinal de transmisión de cargas de los puentes en arco.

Fuente: (Martín-Caro, 2001)

Martín-Caro (2001), en su tesis doctoral destaca los aspectos más relevantes en la transmisión de cargas de los puentes. En este documento señala que la carga permanente del puente, es decir, su peso propio más cierta carga muerta, y la sobrecarga que transita sobre la superficie de rodamiento se transmiten de manera gravitatoria a la bóveda del puente a través del relleno.

Luego de la transmisión de las cargas hasta la bóveda, este elemento se encarga de recogerlas y conducirlas hasta la cimentación de la estructura. Cabe destacar que para la transmisión de cargas bóveda-cimentación, la definición del tipo de unión que existe entre ambos elementos es un condicionante en el comportamiento de la estructura, este se encuentra definido según el relleno de unión entre ambas, permitiendo que exista una variación en la zona de inicio de la bóveda, la cual podría elevarse hasta la cota en donde finaliza este relleno (en caso de que este se realice con un relleno cementado) (Martín-Caro, 2001).

Las condiciones de contorno de la bóveda y los estribos del puente definen los esfuerzos que debe recoger la cimentación de la estructura, donde, en caso de ser empotrado se debe considerar los esfuerzos axiales, cortante y flexión. No obstante, la condición de empotramiento no siempre se puede considerar y Martín-Caro (2001) menciona las razones que lo impiden:

- La interfaz de unión bóveda-cimentación en ausencia de un material cementado impide la consideración de empotramiento perfecto.
- Procesos incorrectos de desmolde que han llevado al descenso de la clave del arco y consigo a configuraciones biarticuladas o triarticuladas del mismo.
- Desarrollo de rótulas en el inicio de los arcos producto de la aplicación de altas sobrecargas en la estructura.
- Fallos en la cimentación por acciones como sismos que provocan la formación de rótulas.

Otro aspecto a considerar esta relacionado al relleno de la estructura, el cual no solo tiene una transmisión gravitatoria hacia la bóveda, sino que también ejerce una acción horizontal sobre diferentes elementos de la estructura, convirtiéndolos en estructuras de contención. La magnitud del empuje que produce el relleno sobre la bóveda varía según los movimientos relativos que existen entre estos dos elementos, sin embrago, generalmente estos movimientos son pequeños, por lo tanto, el empuje que existe es muy similar al que se produce en reposo.

1.4.3. Caracterización de los puentes en análisis

1.4.3.1. Puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela

El puente sobre el Río Grande, también conocido como puente La Garita, fue construido entre los años 1843 y 1844 por necesidad de un camino de comunicación entre las provincias de Puntarenas y San José. Actualmente permite la comunicación entre las comunidades de Atenas y La Garita, ambas de la provincia de Alajuela (Carboni, 2017).

Para la época, el Río Grande representaba uno de los obstáculos en la Ruta hacia el Pacífico que dificultaba el tráfico para el transporte de café para exportación, por ende, su construcción beneficiaba el tránsito hacia la Aduana. Esta obra es considerada Patrimonio Histórico Nacional desde el año 1975.

A través del documento *"Puentes Antiguos de Costa Rica"* del Dr. Ing. Miguel Cruz Azofeifa (1998) se obtiene un levantamiento de las dimensiones principales del puente, tal y como se muestra en el Cuadro 1.

Cuadro 1. Dimensiones del puente sobre Río Grande

Dimensión	Magnitud (m)
Radio interno	8.25
Espesor de arco	1.60
Ancho de carril	6.50
Altura del estribo	3.50
Longitud del puente	24.5

Fuente: (Carboni, 2017)

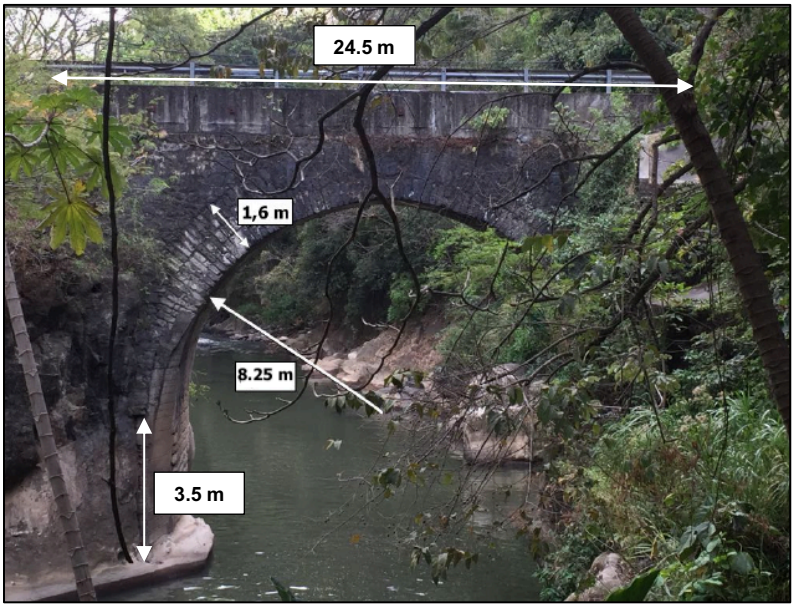

Figura 3. Puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela

Fuente: (Carboni, 2017)

Modificado por: (Castillo, 2021)

1.4.3.2. Puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela

El puente sobre el Río Jesús María fue construido entre los años 1844 y 1845 por la Sociedad Económica Itineraria de Costa Rica, se encuentra sobre la Ruta Nacional No.131 que comunica las comunidades de San Mateo de Alajuela y Esparza de Puntarenas.

Anteriormente conocido como "puente de las Damas" debido a la amplia colaboración económica recibida por parte de las mujeres para el levantamiento de la obra. Este puente, con un costo cercano a los 8000 pesos (moneda de la época), fue inaugurado en el mes de setiembre de 1845 (Méndez, s.f.).

De la misma manera, a través del documento *"Puentes Antiguos de Costa Rica"* del Dr. Ing. Miguel Cruz Azofeifa (1998) se obtiene un levantamiento de las dimensiones principales del puente, tal y como se muestra en el Cuadro 2.

Cuadro 2. Dimensiones del puente sobre el Río Jesús María

Dimensión	Magnitud (m)
Radio interno	4.30
Espesor de arco	1.20
Ancho de carril	7.00
Altura del estribo	4.20

Fuente: (Carboni, 2017)

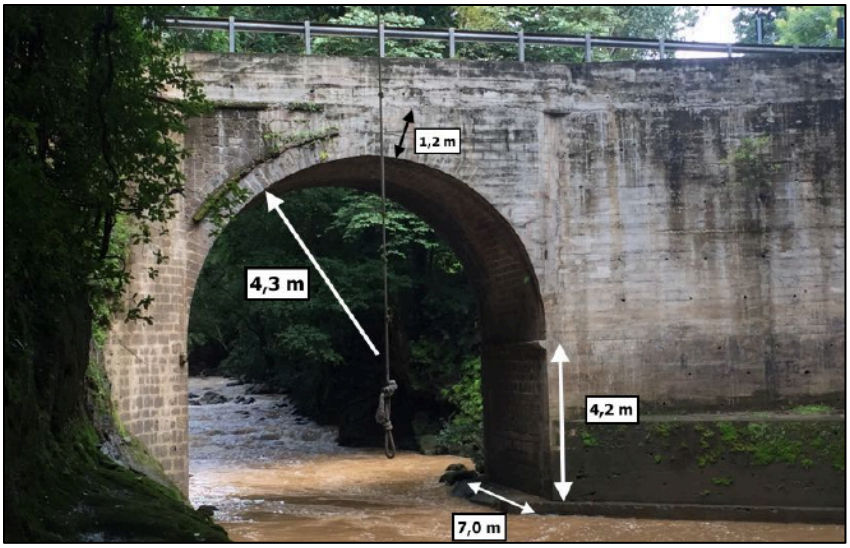

Figura 4. Puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela

Fuente: (Carboni, 2017)

1.4.4. Características de los materiales constituyentes de los puentes en arco a base de piedra

La fábrica es un término utilizado en países europeos para describir un material de construcción compuesto principalmente por piedra y unido por las fuerzas de fricción existentes entre bloques o en algunos casos por un elemento ligante, generalmente mortero (Garcia , Garmendia , & San-Mateos , 2012). Esta terminología presenta otra nomenclatura

en nuestro país, mampostería de piedra, que es utilizada para identificar estructuras construidas por medio de bloques apilados (Carboni, 2017).

Los tipos de material en piedra más utilizados para la construcción en mampostería son los granitos, calizas y areniscas y, en menor medida, los mármoles; mientras que, los morteros se encontraban compuestos principalmente por un elemento más o menos hidráulico (cal) y agua (Martín-Caro, 2001).

García, Garmendia y San-Mateos (2012) mencionan que son numerosos la cantidad de parámetros que definen la resistencia de la mampostería, por ejemplo: los materiales componentes (piezas de piedra y ligante de mortero), la geometría de las unidades de bloques utilizadas y la forma de colocación de estas, el espesor de las juntas de mortero y la conectividad entre los componentes de este material estructural, entre otras.

1.4.4.1. Piedra

Sus propiedades mecánicas se ven principalmente definidas por su naturaleza y en efectos de análisis estructural las de mayor importancia son: peso específico, módulo de deformación y la resistencia a la compresión, donde el último representa también un índice de calidad y es referencia para la determinación de otras propiedades mecánicas; también tienen gran importancia las propiedades relacionadas con parámetros de deformación (deformación última, módulo de Poisson) o de fractura (energía de fractura) (Martín-Caro, 2001).

El peso específico se define como el peso por unidad de volumen y determina las cargas gravitatorias que componen las estructuras, debido al carácter masivo que estas presentan. Según diversos autores, los valores típicos de peso específico para las piedras utilizadas en la construcción se presentan en el Cuadro 3.

Cuadro 3. Valores de peso específico para diferentes piedras según diversos autores.

Tipo de piedra	Baker [kN/m^3]	Camuñas [kN/m^3]	Hütte [kN/m^3]	Arredondo [kN/m^3]
Granito	[25 – 28]	28	[23 – 37]	[26 – 27]
Caliza	[23 – 27]	23	[19 – 28]	[24 – 28]
Arenisca	[19 – 24]	23	[19 – 27]	[23 – 29]
Mármol	[25 – 28]	27	[19 – 28]	[27 – 28]

Fuente: (Martín-Caro, 2001)

Modificado por: (Castillo, 2020)

La resistencia a la compresión es un índice de calidad del material válido para la comparación entre distintos tipos de piedra, sin embargo, por sí misma no permite hacer afirmaciones sobre la resistencia a la compresión que presenta la mampostería de piedra como conjunto (Martín-Caro, 2001). Los valores típicos de resistencia a la compresión para rocas típicas utilizadas en la construcción de estructuras en esta tipología se presentan en el Cuadro 4.

Cuadro 4. Valores típicos de resistencia a la compresión para diferentes piedras según diversos autores.

Tipo de piedra	Baker [N/mm^2]	Camuñas [N/mm^2]	Hütte [N/mm^2]	Arredondo [N/mm^2]
Granito	[14 – 191]	180	[80 – 270]	[80 – 270]
Caliza	[25 – 166]	[60 – 130]	[25 – 190]	[80 – 150]
Arenisca	[30 – 105]	50	[15 – 320]	[10 – 180]
Mármol	[48 – 123]	140	[40 – 280]	[80 – 150]

Fuente: (Martín-Caro, 2001)

Martín-Caro (2001) menciona que es imprescindible para el funcionamiento de la mampostería que las piezas que conforman el material posean de forma individual cierta resistencia a la tracción. No obstante, a pesar de que la capacidad de la mampostería como material conjunto de resistir la tracción es prácticamente nula, no implica que sus materiales constituyentes no presenten dicha resistencia de manera individual.

A pesar de que en las estructuras de mampostería de piedra las solicitaciones estructurales de resistencia a la tracción son muy pocas o nulas, la importancia de esta radica en que la rotura a compresión del material esta asociada al fallo por la tracción transversal inducidas por el confinamiento del mortero ante solicitaciones de compresión y corte (Martín-Caro, 2001).

El módulo de deformación longitudinal o módulo de Young, permite determinar la relación de rigideces entre la piedra y el mortero, el cual es un parámetro que determina el comportamiento del material compuesto (Martín-Caro, 2001). Los valores típicos de módulo de elasticidad en piedras típicas se presentan en el Cuadro 5.

Cuadro 5. Valores típicos de módulo de elasticidad en piedras.

Tipo de piedra	Baker [N/mm^2]	UIC [N/mm^2]	ASTM [N/mm^2]
Granito	8500 – 32000 – 67500	[10000-100000]	47000
Caliza	17000 – 32000 – 76000	[20000-100000]	33000
Arenisca	7000 – 15000 – 40000	[10000-50000]	12500
Mármol	25000 – 48000 – 82000	---	76000

Fuente: (Martín-Caro, 2001)

Finalmente, el coeficiente de Poisson es un parámetro deformacional que influye en la deformabilidad relativa de la mampostería, sus valores típicos para la piedra rondan entre 0.15 a 0.20.

1.4.4.2. Mortero

El mortero es un material con características plásticas al momento de su colocación y que con el paso del tiempo endurece, adquiere rigidez y resistencia. Este elemento cumple con las funciones dentro de la mampostería de:

- Rellenar juntas para impedir el paso del agua
- Conducir las cargas horizontales hasta la cimentación
- Regular el acomodo entre bloques y repartir uniformemente las cargas.

El mortero constituye el elemento más débil de la mampostería, ya que, al ser el menos rígido, se convierte en el responsable de la mayor parte de la deformación instantánea y prácticamente toda la deformación diferida, también a este se debe la deformación de retracción por secado (Martín-Caro, 2001).

El mortero dentro de su funcionamiento en la mampostería está sometido a un estado tensional triaxial, es por ello que sus propiedades mecánicas se deben estudiar en este mismo régimen para comprender su comportamiento en condiciones de servicio; también se estudia en condiciones uniaxiales o en ausencia de coacción lateral para simular la condición post-fisuración del material (Martín-Caro, 2001).

Al referirse a la resistencia a la compresión del mortero, se hace referencia a la resistencia de este material en muestras no confinadas, sin embargo, esta no es identificable dentro de la mampostería, pero provee un índice que cuantifica su calidad y que por medio de fórmulas empíricas ajustadas, sí podría utilizarse este valor para realizar diferentes análisis (Martín-

Caro, 2001). Los valores típicos de resistencia a la compresión del mortero se presentan en el Cuadro 6.

Cuadro 6. Resistencia a la compresión de los morteros según su material.

Tipo de mortero	UIC [N/mm^2]	Tourtay [N/mm^2]	Vicat [N/mm^2]
De cal	[0.2 – 0.5]	2.0	[2.0 – 2.5]
De cal hidráulica	[0.5 – 2.0]	---	7.5
De cemento y cal	[2.0 – 8.0]	---	---
De cemento	[8.0 – 15.0]	7.3	---

Fuente: (Martín-Caro, 2001)

Los valores de módulo de elasticidad recomendados por la UIC (Union Internationales des Chemins de fer, por sus siglas en francés) para morteros existentes se presentan en el Cuadro 7.

Cuadro 7. Módulos de elasticidad para morteros según el material.

Tipo de mortero	UIC [N/mm^2]
De cal	[400 – 1 000]
De cal hidráulica	[1 000 – 2 000]
De cemento y cal	[2 000 – 6 000]
De cemento	[6 000 – 10 000]

Fuente: (Martín-Caro, 2001)

Finalmente, el mortero presenta otras propiedades como el peso específico y el coeficiente de Poisson, último muy dependiente del estado tensional del material. Los valores típicos para estas propiedades se presentan en el Cuadro 8.

Cuadro 8. Propiedades mecánicas del mortero

Propiedad	Magnitud	Unidad
Peso específico	[15 – 20]	kN/m^3
Coeficiente de Poisson	0.2	---

Fuente: (Martín-Caro, 2001)

1.4.4.3. Mampostería de piedra

La geometría de la mampostería, también conocida como distribución y superposición de piedras, debe respetar una serie de procesos conocidos generalmente como "reglas de buenas prácticas", las cuales contribuyen a una mejor distribución de fuerzas entre elementos de mampostería y un mejor comportamiento global de la estructura (Quelhas, Cantini, Miranda, da Porto , & Almeida, 2014)

Como fue expuesto anteriormente, la mampostería de piedra corresponde generalmente a la unión entre piezas o bloques de piedra en conjunto con el mortero, los cuales, presentan sus características según su composición o tipo de material. No obstante, el comportamiento de la mampostería de piedra como elemento integral difiere en gran medida al de sus componentes de manera individual.

Teniendo en cuenta que dentro del conjunto, la proporción de mortero respecto a los bloques de piedra es sustancialmente inferior, se puede identificar o aproximar que el peso de este material se encontrará estrechamente relacionado al peso de los bloques.

El comportamiento predominantemente a compresión de las estructuras en arco hace que el valor de resistencia a compresión del material sea indispensable en el análisis, ya que podría definir su mecanismo de falla. Martín-Caro (2001) señala que producto de los ensayos y estudios teóricos es posible concluir que la resistencia a la compresión del material depende fundamentalmente de la resistencia a la compresión de los bloques utilizados.

Para definir el comportamiento de una estructura para las condiciones de servicio de la misma, es necesario conocer diferentes parámetros y características del material, de forma que este se adecue a las cualidades que presentan los materiales de la estructura a analizar. Martín-Caro (2001) menciona las propiedades principales que posee la mampostería como material estructural producto de la recopilación bibliográfica de diferentes autores, entre ellas, menciona que el comportamiento a la rotura bajo los esfuerzos de compresión está directamente relacionada a la interacción que se produce entre los componentes del material (pieza y el ligante) y en función de las diferentes propiedades deformacionales que ambas poseen.

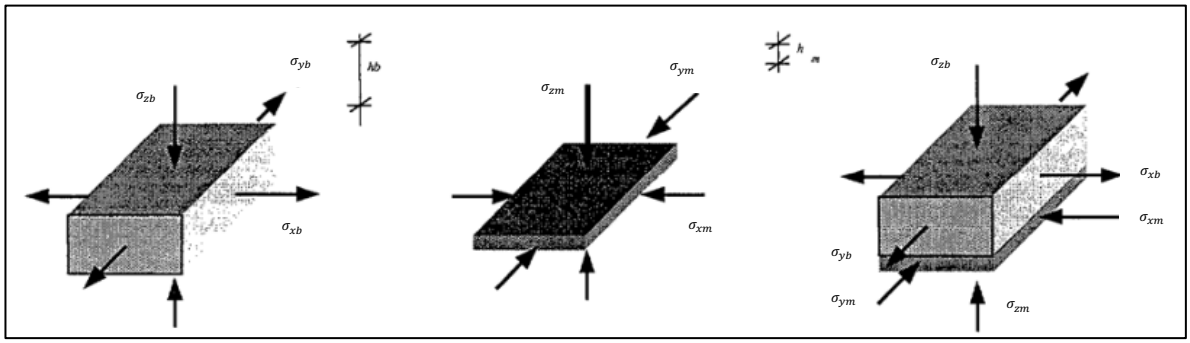

Figura 5. Estado tensional de los bloques y el mortero para la mampostería sometida a esfuerzos de compresión

Fuente: (Martín-Caro, 2001)

Modificado por: (Castillo, 2021)

A través de ensayos y como se observa en la Figura 5, se ha llegado a la definición de los diferentes criterios de rotura en el material. En el caso de los bloques, la rotura ocurre cuando la resistencia a la compresión uniaxial alcanza el mismo valor de esfuerzo ($\sigma_z = f_b$) y en el caso de tracción biaxial, se produce cuando los esfuerzos son iguales a la resistencia a tracción biaxial ($\sigma_{xb} = \sigma_{yb} = f_{tb}$). Para el mortero sometido a compresión pura, la rotura se produce cuando la resistencia a la compresión uniaxial alcanza el mismo valor del esfuerzo tensión ($\sigma_z = f_m$) (Martín-Caro, 2001).

Por otra parte, el comportamiento de la mampostería es principalmente no lineal desde los estados tempranos de carga, estableciendo el material como uno de comportamiento elastoplástico. También, se definen tres variables relevantes en el comportamiento uniaxial de la mampostería: el nivel de confinamiento, el ángulo de incidencia del esfuerzo a compresión y el tiempo de actuación de la carga (Martín-Caro, 2001).

Para definir el comportamiento de la mampostería, el valor del módulo de elasticidad se debe obtener como el módulo tangente o secante de un diagrama esfuerzo-deformación real, sin embargo, se ha logrado encontrar que este valor se puede estimar a partir de las propiedades de sus materiales constituyentes (bloques y mortero) y por medio de la ecuación recomendada por la UIC:

$$E = E_b \frac{1 + \alpha}{1 + \alpha\beta} \qquad [1]$$

$$\alpha = h_m/h_b \quad [2]$$

$$\beta = E_b/E_m \quad [3]$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad de la mampostería

E_b : Módulo de elasticidad de los bloques

E_m : Módulo de elasticidad del mortero

h_m : Altura de mortero (en pruebas)

h_b : Altura del bloque (en pruebas)

Finalmente, los esfuerzos a compresión representan una variable importante por estudiar, debido principalmente a que estos son los que se presentan en las estructuras de arco. Martín-Caro (2001) menciona que han sido estudiados gran cantidad de factores como: geometría, resistencia de los bloques, la mezcla, dosificación, la traba entre bloques y hasta el tamaño en que son ensayados; con lo anterior, se ha llegado a la conclusión de manera simplificada que la resistencia a la compresión de la mampostería depende principalmente de la resistencia a la compresión que presenten los bloques de los que esté compuesta y el espesor relativo que presenta el mortero respecto a los bloques.

La Structural Clay Products Research Foundation y el investigador Macmillan (1998) realizaron una serie de pruebas para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería, los valores obtenidos por ambos autores se muestran en el Cuadro 9 y Cuadro 10.

Cuadro 9. Resistencia a la compresión de la mampostería según material de asiento en el que fue ensayado.

Autor	**Material de asiento**	**Resistencia a la compresión (N/mm^2)**
Structural Clay Products Research Foundation	Hoja de aluminio 0.8 mm	106
	Mortero 1:0.25:4.5	44
	Arena	65
	Caras pulidas	98

Cuadro 10. Resistencia a la compresión de la mampostería según material de asiento en el que fue ensayado (cont.)

Autor	Material de asiento	Resistencia a la compresión (N/mm^2)
Macmillan	**Acero**	**57**
	Contrachapado	46
	Aglomerado	44
	Polietileno	17
	Goma con fibras	12
	Goma blanda	7
	Caras pulidas	37
	Mortero 1:0.25:3	14

Fuente: (Martín-Caro, 2001)

Modificado por: (Castillo, 2021)

Con los cuadros anteriores también se llegó a la conclusión que cuanto más deformable sea el material de asiento, menor será la resistencia a la compresión de la mampostería, además, las pruebas realizadas al material con las caras pulidas obtienen resultados similares a la resistencia de los bloques, ya que el pulido produce que se genere una simulación cercana al ensayo sobre un bloque.

1.4.5. Metodología de análisis límite en estructuras de mampostería de piedra

1.4.5.1. Principios de análisis límite

Por medio de los ensayos realizados por Tourtay (1885) para determinar la capacidad de carga a compresión y la capacidad a tracción de los bloques de piedra, se logró determinar que la capacidad que estos presentan a compresión es significativamente mayor que su capacidad a tracción. Con lo anterior se permite la realización de simplificaciones en el análisis estructural y a su vez, se contribuye con el desarrollo de los principios de análisis límite propuestos por Heyman (1999).

Los principios de análisis límite según Heyman (1999) son los siguientes:

- La fábrica tiene una resistencia a la compresión infinita
- La fábrica no tiene resistencia a la tracción

- El fallo por deslizamiento es imposible.

El primer principio se puede considerar correcto, ya que generalmente en puentes de arco en mampostería de piedra los esfuerzos tienen una magnitud una o dos ordenes menor a la capacidad en compresión que presenta el material (Zampieri, 2014), por ende, los colapsos que ocurran en la estructura se deben enfocar a aquellos que sean provocados por esfuerzos de tracción, como la formación de articulaciones, mientras que los debidos a esfuerzos por compresión pueden ser despreciados.

El segundo principio implica la consideración de la resistencia del mortero como despreciable, es decir, existe contacto directo entre piedras en la estructura, que con la aplicación de fuerza a tracción genera la separación de las mismas, produciendo espacios entre estas (Carboni, 2017).

El tercer principio desprecia un fallo por deslizamiento, basado en la existencia de trabamiento entre las juntas de las dovelas y la inclinación de colocación de estas en su proceso constructivo, que evita que estas se deslicen y provoquen el colapso , principalmente por los altos coeficientes de fricción encontrados en la mampostería ($\mu = 0.6 - 0.7$) (Zampieri, 2014).

1.4.5.2. Líneas de empuje

Según Huerta (2004) una línea de empuje es el lugar geométrico del punto de paso de los esfuerzos por un sistema de planos de corte dados. Esta idea puede aplicarse a arcos de dovelas, en el cual se elige un sistema de planos de corte, equivalente a imaginar las juntas en el material entre dovelas; se debe determinar la resultante de las cargas situadas por encima de dicho plano y para cada plano que compone el arco discretizado, ubicando a su vez, el punto de aplicación dentro de la masa de la estructura, a esta ubicación también se le conoce como *centro de empuje*. La unión geométrica de los centros de empuje que componen la estructura de arco definen la *curva funicular* de la misma.

1.4.5.3. Teoremas fundamentales del análisis límite

En el contexto de estructuras de mampostería de piedra, la posibilidad de encontrar una solución exacta relacionada a las cargas de colapso de la estructura, provienen de los tres teoremas fundamentales del análisis plástico establecidos por Heyman (1999) y mencionados por Huerta (2004)

a) Teorema de la unicidad: establece que la carga de colapso es única.

b) Teorema del límite superior o de la inseguridad: para cierto mecanismo de colapso, la carga de colapso calculada supera a la carga de colapso real.
c) Teorema de límite inferior o de la seguridad: establece que para cierto valor de carga, es posible encontrar un estado de esfuerzos internos en equilibrio que no viola la condición de cedencia del material, esta carga es inferior a la carga de colapso, por ende, la estructura no falla.

El teorema de límite inferior, aplicado a estructuras de arco en mampostería indica que cualquier línea de empuje dentro de este representará un estado de equilibrio para las cargas dadas, por lo tanto, la condición de cedencia para este caso se verificará determinando si toda la línea de empuje se encuentra por dentro de cada sección del arco. Debido a la inexistencia de tracción en arcos de mampostería, el teorema de limite superior establece que el trabajo de las fuerzas internas es igual a cero, para así poder adoptar una forma simplificada del mismo. En este, el colapso se producirá si en un desplazamiento virtual el trabajo de las fuerzas externas es mayor que cero, es decir, si el mecanismo resultante de la aparición de las rótulas se encuentra en equilibrio inestable. La condición anterior se cumple para la consideración del arco como un cuerpo rígido y su material con resistencia a la compresión infinita (Pugi & Galassi, 2013).

1.4.5.4. Factor de seguridad geométrico

Heyman (1999) establece una forma de medir el factor de seguridad al colapso de un arco por medio de la comparación entre los espesores de arcos, básicamente, la razón entre el espesor real del arco y el espesor correspondiente al arco límite, tal y como se muestra en la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{e_{real}}{e_{arco\ límite}} \qquad [4]$$

El estado de arco límite se refiere a la condición en la cual el espesor del arco (espesor límite) es el mínimo capaz de formar una única línea de empuje dentro del arco, para este caso la línea de empuje toca el intradós y trasdós en cinco puntos con la capacidad de convertir el arco en un mecanismo, siendo así, no es posible construir un arco de menor espesor al ya mencionado (Huerta, 2004).

1.4.6. Metodología de análisis sísmico de arcos de mampostería

Un estudio paramétrico se ha realizado para determinar como varía la curva de capacidad de un arco según la configuración de su geometría y bajo la suposición de que los

contrafuertes sobre los que se apoya presentan una rigidez infinita. Este ha sido desarrollado por dos razones: identificar un coeficiente horizontal que activa un comportamiento de mecanismo dentro del arco y también para determinar el desplazamiento que produciría el colapso.

1.4.6.1. Procedimiento gráfico para la evaluación sísmica de arcos en mampostería

La seguridad de los puentes que se ven sometidos a cargas sísmicas puede ser verificada por medio de la metodología de análisis límite, la cual, analiza la dirección longitudinal y transversal de la estructura y así determinar los mecanismos de colapso que se presentan en la misma. Zampieri (2014) en su investigación desarrolla un procedimiento basado en la metodología anteriormente mencionada, el cual suministra una serie de tablas para la evaluación sísmica de puentes en arcos simples y puentes de múltiples arcos.

Finalmente, un conjunto de gráficos que contienen curvas de "iso-aceleración" que representan la capacidad sísmica de los puentes en términos de aceleración horizontal (a_0), derivado por medio de parámetros geométricos que son detectables a través de inspecciones de campo (Zampieri, 2014).

Influencia del tipo y geometría del puente en su comportamiento

Zampieri (2014) a través de su investigación, señala que en la mayoría de los casos los puentes de arco simple se caracterizan por poseer bastiones masivos, que en la mayoría de casos, pueden ser esquematizados como restricciones infinitamente rígidas. En estas estructuras, la dirección de mayor vulnerabilidad ante excitaciones sísmicas generalmente es la longitudinal, caracterizada por la formación de rótulas plásticas donde la línea de empuje interseca con las líneas que forman el arco real de la estructura.

Por otra parte, debido a la gran inercia que poseen los muros de los bastiones, esta sección puede rotar fácilmente fuera de su plano, siendo este mecanismo la forma de falla de mayor vulnerabilidad al analizar la estructura en sus sección transversal

Clasificación de los puentes para la utilización del método tabular y gráfico de análisis

La clasificación propuesta para la evaluación sísmica de puentes en arco de mampostería de piedra propuesta por Zampieri (2014) se basa en características tipológicas y parámetros geométricos, que como se mencionó con anterioridad, son fácilmente detectables por medio de inspecciones de campo. Los valores de clasificación se presentan en el Cuadro 11; cabe

destacar que únicamente se muestran los valores para puentes de arco simple (aplicables a este proyecto), no obstante, la metodología puede ser aplicada para estructuras con múltiples arcos.

Cuadro 11. Clasificación geométrica para el uso del procedimiento tabular y gráfico de evaluación sísmica

Clase	Sub-clase	Mecanismo de colapso	L [m]	f/L	s/L
Arco simple	Bastión chato $h/L \leq 0.75$	Longitudinal A-L Transversal SW-T	$3 \leq L < 6$	$0.1 \leq f/L < 0.3$ $0.3 \leq f/L < 0.45$ $f/L \geq 0.45$	$0.06 \leq s/L < 0.09$ $0.09 \leq s/L < 0.15$ $s/L \geq 0.15$
			$6 \leq L < 20$	$f/L \leq 0.1$ $0.1 \leq f/L < 0.3$ $0.3 \leq f/L < 0.45$ $f/L \geq 0.45$	$s/L \leq 0.06$ $0.06 \leq s/L < 0.09$ $0.09 \leq s/L < 0.15$ $s/L \geq 0.15$
			$L \geq 20$	$f/L \leq 0.1$ $0.1 \leq f/L < 0.3$ $0.3 \leq f/L < 0.45$	$s/L \leq 0.06$ $0.06 \leq s/L < 0.09$
	Bastión alto $h/L > 0.75$	Longitudinal A-L, AA-L Transversal SW-T	$3 \leq L < 6$ $6 \leq L < 10$	$0.3 \leq f/L < 0.45$ $f/L \geq 0.45$	$0.06 \leq s/L < 0.09$ $0.09 \leq s/L < 0.15$ $s/L \geq 0.15$

Fuente: (Zampieri, 2014)

Modificado por: (Castillo, 2021)

Donde:

L : Longitud del claro

f : Radio interno del arco

s : Espesor del arco

h : Altura del bastión

Por medio de la información anterior y de los resultados obtenidos, es posible proceder a la obtención del valor de aceleración admisible graficado, que a manera de ejemplo se muestra en la Figura 6.

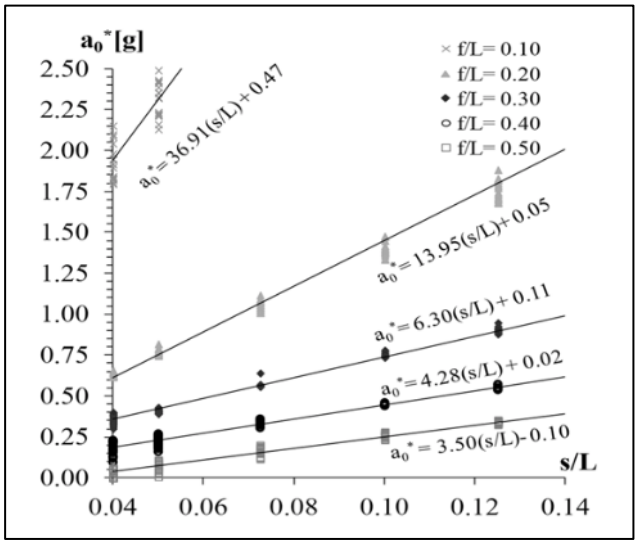

Figura 6. Aceleración límite para valores fijos de f/L y s/L

Fuente: (Zampieri, 2014)

La definición de los gráficos mencionados, como el que se observa en la Figura 6, fue posible de obtener por Zampieri mediante la aplicación del Principio de Trabajo Virtual en una serie de pasos:

1. Definición del sistema cartesiano y división de la estructura en bloques (ver Figura 7).

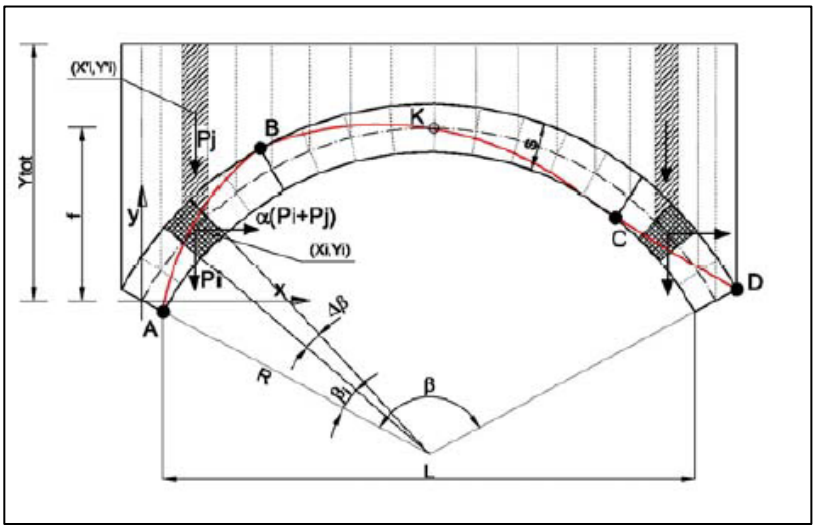

Figura 7. Sistema cartesiano y división de la estructura

Fuente: (Zampieri, 2014)

2. Determinación de la línea de empujes dentro de la estructura que forma el mecanismo de colapso por medio de la rotulación plástica.
3. Definición del sistema de fuerzas aplicadas a la estructura, es decir, las cargas participantes dentro del análisis.
4. Aplicación del Principio de Trabajo Virtual para la determinación de la aceleración de colapso de la estructura (ver Figura 8).

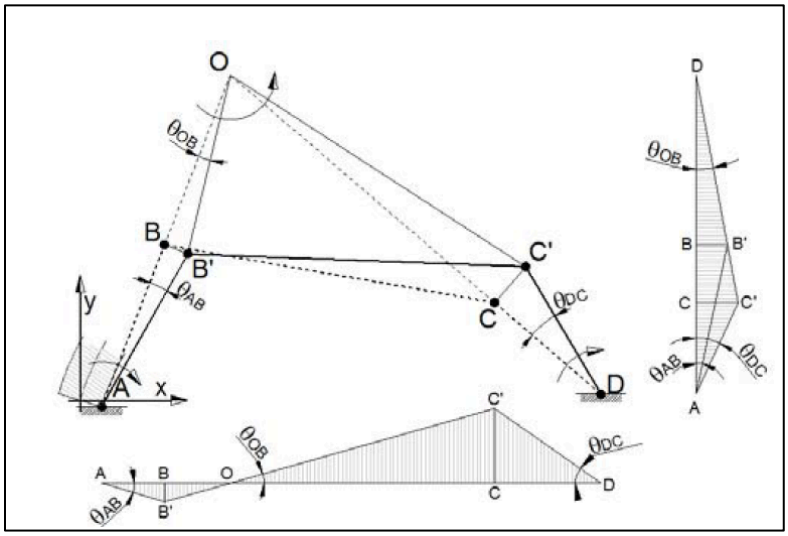

Figura 8. Desplazamientos virtuales para la aplicación del PTV

Fuente: (Zampieri, 2014)

1.4.6.2. Metodología de Trabajo Virtual para la evaluación sísmica

Evaluación longitudinal

El procedimiento presentado la siguiente investigación consiste en la aplicación del Principio de Trabajo Virtual ajustado a la vigente Regulación Italiana de Construcción, la cual puede ser utilizada en el análisis de arcos circulares y formas genéricas de arcos de mampostería de un único tramo.

Para la ejecución de la metodología es necesario llevar a cabo los pasos que serán presentados a continuación. Con estos será posible deducir el valor de "aceleración sísmica de colapso" referido al valor que provocaría que la estructura desarrolle el mecanismo de colapso y por ende, genere su falla.

Inicialmente deben conocerse las dimensiones geométricas de la estructura por analizar, las propiedades físicas de los materiales que conforman la estructura y se debe definir las cargas

que formarán parte del análisis, en general serían: peso propio del arco, peso del relleno sobre el arco y alguna carga permanente considerable sobre la estructura (barreras vehiculares por ejemplo).

Seguidamente se debe discertizar el arco en cuatro dovelas iguales (división de 45 grados), la cual es una propuesta realizada por Couplet en el siglo 18 y definida con el nombre de "Mecanismo a flexión". Muchos autores, De Lorenzi y O`Dwyer entre ellos, consideran que el "Mecanismo a flexión" representa un tipo de falla altamente realista para un arco bajo la influencia de actividad sísmica. Couplet describe este mecanismo como la formación de cuatro rótulas cilíndricas alojadas en el extradós e intradós que provocan la rotación relativa de las dovelas entre ellas.

Lo mencionado anteriormente se puede observar en la Figura 9.

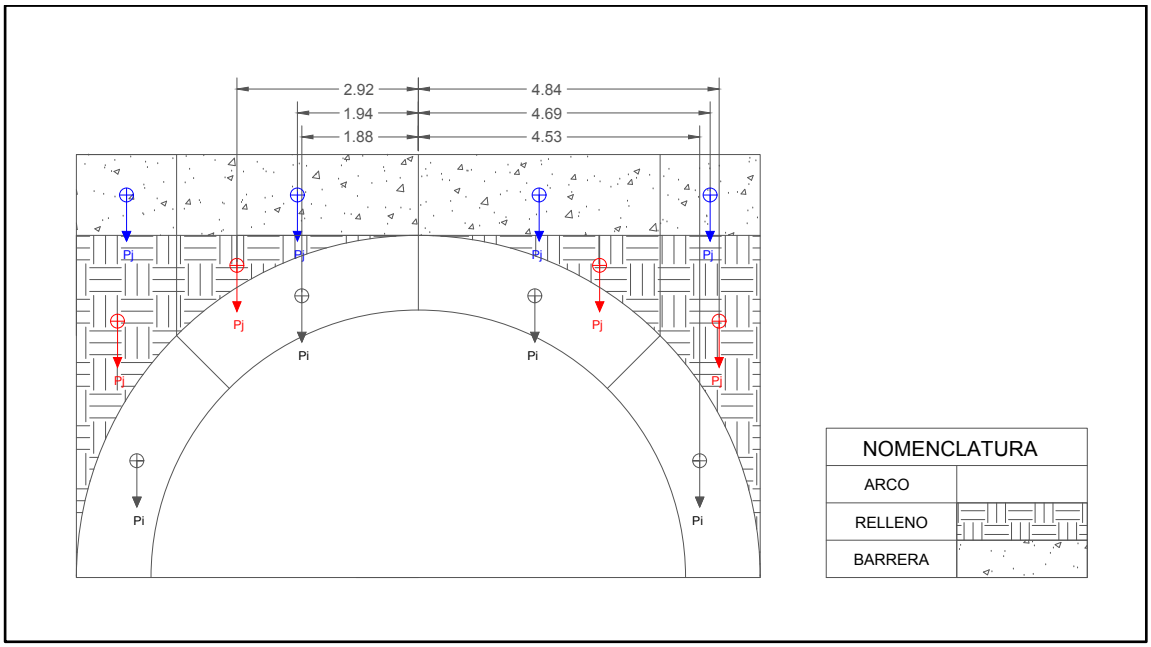

Figura 9. Representación gráfica del arco para la aplicación del Trabajo Virtual

La rotación provocada por la formación del mecanismo de colapso produce una serie desplazamientos virtuales. La determinación del multiplicador de aceleración sísmica (α_o) proviene de la aplicación del PTV, en el cual se considera que el trabajo virtual generado por las fuerzas externas (sismo) menos el trabajo virtual de las fuerzas internas (carga permanente) es igual a cero, de manera que se cumple:

$$\alpha_o \sum_i (P_i + P_j)\delta_{x,i} - \sum_j (P_j)\delta_{y,j} - \sum_j (P_i)\delta_{y,i} = 0 \qquad [5]$$

Donde:

P_j : Cargas debida a relleno y barrera vehicular

P_i : Carga debido al peso del arco

$\delta_{y,j}$: Desplazamiento virtual de las cargas P_j en la dirección "y"

$\delta_{y,i}$: Desplazamiento virtual de las cargas P_i en la dirección "y"

$\delta_{x,i}$: Desplazamiento virtual de las cargas $(P_i + P_j)$en la dirección "x"

α_0 : Multiplicador de carga sísmica

La determinación de los desplazamientos virtuales viene dado por las rotaciones producidas por las dovelas, las cuales se pueden definir a partir de un punto de pivot "o" determinado por la unión a través de una línea recta de las rótulas plásticas. Lo mencionado anteriormente se puede verificar por medio de la Figura 10.

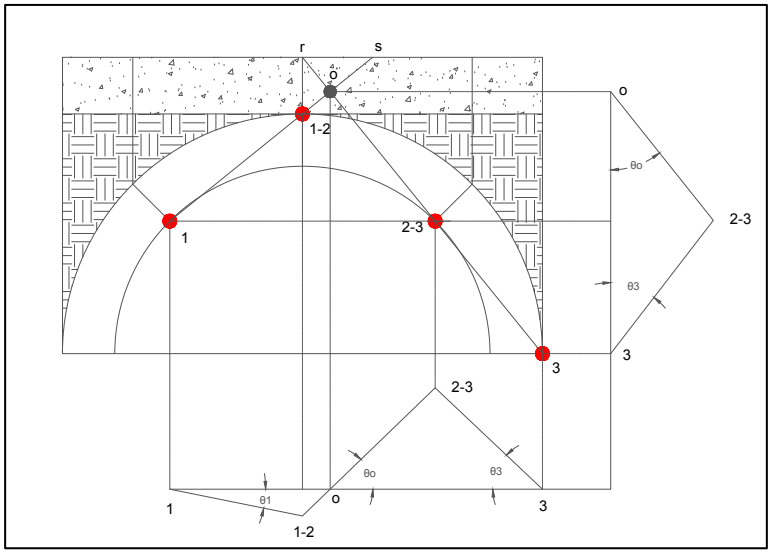

Figura 10. Desplazamientos virtuales del Principio de Trabajo Virtual

Un parámetro importante en el cálculo de la aceleración de colapso de la estructura es la definición de la masa participativa (M^*). Este valor se define como la razón de la masa involucrada en cada modo de vibración y el total de la masa de la estructura (De Angelis , Maddaloni, & Pecce, 2020). La definición de la masa participativa por medio de la ecuación

[6] permite considerar los desplazamientos virtuales y las cargas asociadas a una forma modal de vibración de la estructura.

$$M^* = \frac{\left(\sum_1^{n+1} P_i\, \delta_{x,i}\right)^2}{g * \sum_1^{n+1} P_i\, \delta_{x,i}^2} \qquad [6]$$

Finalmente, la determinación de la aceleración de colapso de la estructura viene dada por la ecuación [7]

$$a_o^* = \frac{\alpha_o \sum_1^{n+1} P_i}{M} \qquad [7]$$

Donde:

a_o^* : Aceleración de colapso

α_o : Multiplicador de aceleración

P_i : Peso de las dovelas

M : Masa participativa del arco

<u>Evaluación transversal</u>

La evaluación transversal de los puentes consiste en la determinación de la capacidad sísmica de los muros que componen el puente, de modo que se logre evitar el colapso parcial que ocurre en la estructura (ver Figura 11).

Figura 11. Colapso transversal de los muros de un puente en arco

Fuente: (Rota , Bolognini, Pecker, & Pinho, 2005)

La metodología propuesta comprende la determinación de la curva desplazamiento-aceleración del muro aislado, así como la individualización del mismo para identificar la aceleración resistente por medio de consideraciones de equilibrio de momentos (Rota , Bolognini, Pecker, & Pinho, 2005).

El modelo considera la presión ejercida por el relleno (R), el peso propio del muro (W) y una carga axial ejercida en la parte superior del mismo (P). Todas las cargas mencionadas generan una rotación en la base del muro debido a la formación de una rótula plástica, tal y como se representa en la Figura 12.

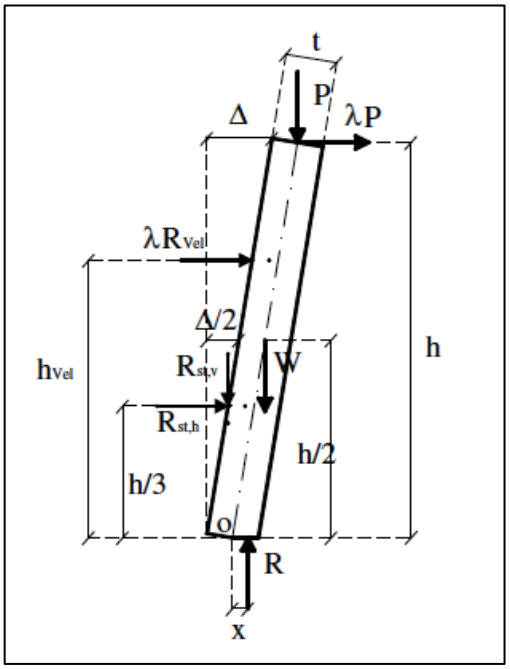

Figura 12. Modelo de evaluación transversal del puente.

Fuente: (Rota , Bolognini, Pecker, & Pinho, 2005)

La estructura se modela como un muro de un grado de libertad, bajo las siguientes suposiciones:

- La sección del muro es rectangular con espesor constante.
- Lo efectos $P - \Delta$ son considerados
- La relación constitutiva de la mampostería se considera de comportamiento elastoplástico perfecto.
- El fallo de la estructura ocurre por una deflexión fuera del plano.

- Conservadoramente se asume que el desplazamiento Δ en la parte superior del muro aumenta proporcional a la curvatura.
- Los efectos de la inercia del muro no son representados en el modelo.

La aplicación de la metodología consiste en la siguiente serie de pasos:

- Determinación de la frecuencia de oscilación dominante del puente, en la dirección transversal.
- Determinación del empuje dinámico del material de relleno, el cual se encuentra sujeto a la excitación por la frecuencia de oscilación dominante.
- Evaluar la capacidad fuera del plano del muro, en términos de la aceleración máxima que puede soportar
- Comparar la aceleración de colapso respecto a la demanda de la estructura

1.4.6.3. Relación entre aceleración pico del terreno (PGA) y aceleración pico efectiva

El procedimiento que se pretende implementar en el presente proyecto, se basa en la determinación de un coeficiente de aceleración sísmica que produciría la falla de la estructura, el cual debe compararse con las aceleración máxima a la que se ve sometida la estructura según su ubicación espacial y por ende la zonificación sísmica a la que pertenece según la clasificación establecida en los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes (2013).

Con relación a lo anterior, cabe destacar que la mayoría de investigaciones realizadas hasta la fecha, en las cuales se llevan a cabo evaluaciones sísmicas a estructuras tipo arco en mampostería de piedra, han sido llevadas a cabo fuera de nuestro país y en la mayoría de los casos (también presente en el procedimiento a implementar) los valores de aceleración que se utilizan son conocidos como aceleración máxima del terreno (Peak Ground Acceleration, PGA por sus siglas en inglés), sin embargo, a partir de la publicación del CSCR (2002) y en sus publicaciones posteriores, los códigos de diseño sismorresistente de Costa Rica implementan la aceleración pico efectiva (a_{ef}) en sus metodologías de diseño y evaluación sísmica.

La aceleración pico (PGA) es la que se determina directamente de las señales sísmicas como el máximo valor absoluto de las amplitudes de todo el registro, esta se presenta en un único instante del registro y no presenta el mismo valor en las tres direcciones en las que se

registra el evento. Por su parte, la aceleración pico efectiva (a_{ef}) requiere que se determine la respuesta espectral en aceleraciones de osciladores de un grado de libertad, para promediar los valores entre 0.1 y 0.5 segundos del periodo de oscilación y luego dividirlos entre 2.5 es considerada como la amplificación dinámica máxima de la respuesta estructural de la zona sensible a las aceleraciones (Hidalgo, Schmidt, & Moya, 2020).

Laporte (2006) reporta el promedio de la relación entre ambas aceleraciones $a_{ef}/PGA = 0.8$, no obstante, Hidalgo, Schmidt y Moya (2020) señalan que en la investigación de Laporte no existe registro de las dispersiones de los valores analizados y por ende, no se conoce el nivel de variabilidad de los datos. Por su parte, a través del estudio y análisis de las bases de datos del Laboratorio de Ingeniería Sísmica, Hidalgo, Schmidt y Moya (2020) han encontrado y concluyen en la recomendación de emplear un valor de relación $a_{ef}/PGA = 0.87$ para la corrección de los valores de aceleración pico (PGA) provenientes de estudios de peligrosidad sísmica.

1.4.7. Amenaza sísmica de las estructuras según código de diseño

El territorio costarricense actualmente carece de una normativa formal para diseño sismorresistente de estructuras de puentes, no obstante, se posee un documento en el que se establecen reglas claras para el proceso de diseño de estas obras, el cual se conoce como: "*Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes*" (CFIA, 2013).

En vista de la ausencia de un código formal de diseño, este proyecto hará referencia a la normativa anteriormente mencionada, ya que es la que se encuentra vigente y la información necesaria para el desarrollo de la misma (demanda sísmica) se encuentra estipulados en esta a través de una categorización según la ubicación de la estructura y el sitio de cimentación de la misma.

La zonificación sísmica establecida para el territorio nacional divide a este en tres zonas de amenaza sísmica denominadas: "zona II, zona III, zona IV" (ver Figura 13), caracterizadas por la aceleración pico efectiva en roca y los cuales representan una sacudida sísmica con una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años, equivalente a un periodo de retorno de 1000 años. Estos valores mencionados se ven modificados cuando es tomada en cuenta las características geotécnicas del sitio de cimentación en donde se ubica la obra.

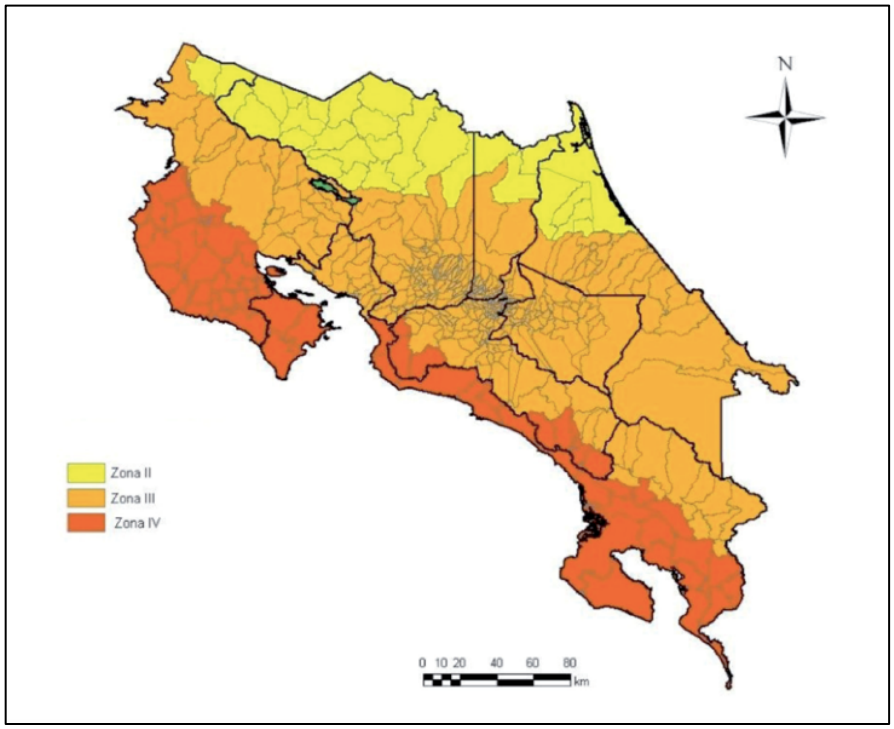

Figura 13. Zonas de amenaza sísmica en Costa Rica

Fuente: (LDSP, 2013)

Por otra parte, el sitio de cimentación representa una modificación a la amenaza sísmica como ya fue mencionado; para esto, la normativa considerada realiza una clasificación según la rigidez el medio soportante, caracterizada por el valor promedio de onda cortante de los 30 metros superficiales del perfil estratigráfico, dividiendo así este en 4 tipos: "S_1, S_2, S_3, S_4". También se puede considerar un tipo S_5, sin embargo, este requiere de una evaluación de la respuesta dinámica.

A como fue clasificado el sitio de cimentación por velocidad de onda cortante, los LDSP también realizan una clasificación basada en la resistencia del medio, implementando así el número de golpes en la prueba SPT y la resistencia al corte no drenada del medio, ambas como un valor promedio ponderado de los 30 metros superficiales del medio; estas clasificaciones se muestran en el Cuadro 12 y Cuadro 13.

Cuadro 12. Clasificación del sitio geotécnico de cimentación con base en la velocidad de onda cortante

Sitio geotécnico de cimentación	Perfil estratigráfico	Velocidad de onda cortante promedio ponderado en los 30m superficiales ($\overline{v_s}$)
S_1	Roca	$760\ m/s < \overline{v_s}$
S_2	Suelo muy denso y roca suave	$360\ m/s < \overline{v_s} \leq 760\ m/s$
S_3	Suelo rígido	$180\ m/s < \overline{v_s} \leq 360\ m/s$
S_4	Suelo suave	$\overline{v_s} < 180\ m/s$

Fuente: (LDSP, 2013)

Adaptado por: (Castillo, 2022)

Cuadro 13. Clasificación del sitio geotécnico de cimentación con base en la resistencia del medio

Sitio geotécnico de cimentación	Número de golpes de la prueba SPT (N)	Resistencia al corte no drenada ($\overline{S_u}$)
S_2	$50 \leq N$	$100\ kPa < \overline{S_u}$
S_3	$15 \leq N < 50$	$50\ kPa < \overline{S_u} \leq 100\ kPa$
S_4	$N < 15$	$\overline{S_u} \leq 50\ kPa$

Fuente: (LDSP, 2013)

Adaptado por: (Castillo, 2022)

A partir de ambos parámetros presentados, el cálculo de la amenaza sísmica que posee una estructura se puede reflejar numéricamente a partir de coeficientes sísmicos espectrales por medio de la Tabla 2.4-1 (LDSP, 2013) mediante la coincidencia de las características encontradas para la estructura en análisis (ver Cuadro 14).

Cuadro 14. Coeficientes sísmicos espectrales Ca y Cv

Coeficientes sísmicos espectrales	**C_a**			**C_v**		
Sitio de cimentación	Zona de amenaza sísmica			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: (LDSP, 2013)

1.4.8. Efecto de sitio en la modificación de ondas sísmicas

La modificación de la señal sísmica debido a la influencia de las condiciones geológicas y topográficas es conocido como efecto de sitio; esta modificación de las señales consiste en la amplificación de estas en varios ordenes de magnitud (Tsige & García, 2006). Un estudio del efecto de sitio requiere de considerar otros aspectos además de las características de la señal sísmica como las características geológicas y la composición litológica del medio.

Tsige y García (2006) señalan que la presencia de terrenos considerados geotécnicamente como blandos, producen una amplificación de las ondas sísmicas en un rango de periodos de vibración altos y que esta amplificación se encuentra relacionada principalmente a las propiedades geotécnicas de los materiales geológicos, especialmente sus características dinámicas como son: el espesor de la capa de suelo y la profundidad a la que se encuentra presente el estrato rocoso.

Producto de la ausencia de registro sísmico para los puentes evaluados en la presente investigación y en consideración de los registros sísmicos pertenecientes a estructuras relativamente cercanas a estas, cuyas mediciones han sido realizadas en sitios geotécnicos diferentes, es necesario tomar en cuenta el concepto mencionado anteriormente, ya que, la comparación entre los resultados de metodologías de análisis y mediciones existentes presentan dicha diferencia.

A pesar de las consideraciones anteriores, en el NTC (2008) se propone una transformación preliminar de la aceleración sísmica que considera el estrato de suelo en el cual se realiza la medición a través de la siguiente ecuación:

$$a_1^* = \frac{a_g * S}{q} \qquad [8]$$

Donde:

a_1^* : Aceleración coincidente al tipo de suelo en el sitio

a_g : Aceleración máxima del terreno en estrato rocoso

S : Factor de tipo de suelo

q : Factor de comportamiento estructural

El factor de tipo de suelo es un coeficiente que modifica la aceleración máxima del terreno de manera que se tome en cuenta el tipo de suelo de fundación presente; este valor se encuentra definido por la multiplicación de dos parámetros, uno que considera la estratigrafía y otro que toma en cuenta la topografía del sitio.

$$S = S_s * S_T \qquad [9]$$

Donde:

S_s : Coeficiente estratigráfico

S_T : Coeficiente topográfico

El coeficiente estratigráfico se encuentra definido en la Tabla 3.2.V del NTC (2008) a través de diversas ecuaciones, las cuales se presentan en el Cuadro 15.

Cuadro 15. Expresiones que definen el coeficiente estratigráfico según el tipo de suelo.

Tipo de suelo	**Límite inferior**	S_s	**Límite superior**
A	---	1.00	---
B	1.00	$1.40 - 0.40 * F_o * \frac{a_g}{g}$	1.20
C	1.00	$1.70 - 0.60 * F_o * \frac{a_g}{g}$	1.50

D	0.90	$2.40 - 1.50 * F_o * \frac{a_g}{g}$	1.80
E	1.00	$2.00 - 1.10 * F_o * \frac{a_g}{g}$	1.60

Fuente: (Ministero delle infrastrutture, 2008)

Adaptado por: (Castillo, 2022)

Donde:

F_o : Factor de amplificación espectral

a_g : Aceleración máxima del terreno en estrato rocoso

g : Aceleración de la gravedad

Debe señalarse que el *Factor de amplificación espectral* (F_o) cuantifica la amplificación máxima que puede ocurrir en un espectro, tomando como referencia un sitio de cimentación rígido, producto del cambio entre los diferentes tipos de suelo. En la normativa NTC (2008) se propone la utilización de un valor fijo de magnitud $F_o = 2.2$ (Ministero delle infrastrutture, 2008).

Finalmente, se señala que ante la ausencia de información referente a la topografía de los sitios, el valor del coeficiente topográfico será considerado de magnitud igual a uno, de manera que se evite afectar los resultados debido a un parámetro desconocido.

1.4.9. Verificación de la seguridad sísmica

Anterior a la determinación del factor de seguridad presente en la estructura, el valor de aceleración de colapso obtenido por medio de la metodología de trabajo virtual en esta debe ser ajustado por dos variables:

- El nivel de conocimiento que se posea sobre la estructura: de acuerdo al código de construcción adoptado en la metodología, con el cual se obtiene una aproximación probabilística, se requiere disminuir el valor de aceleración activante del mecanismo dentro de la estructura, utilizando un factor de seguridad parcial basado en el nivel de conocimiento relacionado con las propiedades de la estructura (Pugi & Galassi, 2013). Dicho valor es conocido como *factor de confianza (F_c)* y sus valores se definen en el Cuadro 16. Para esta investigación, el valor adoptado será el indicado

para un conocimiento limitado, puesto que la investigación existente en los puentes no es extensa, permitiendo conocer de manera certera únicamente las propiedades geométricas de ambas estructuras.

Cuadro 16. Niveles de conocimiento y factores de confianza

Nivel de conocimiento	F_c
Limitado	1.35
Promedio	1.20
Completo	1.00

Fuente: (Pugi & Galassi, 2013)

Adaptado por: (Castillo, 2021)

- El factor de comportamiento estructural: se refiere a la razón existente entre las cargas elásticas y las cargas últimas de diseño, el cual puede considerarse como un valor fijo de 2 (Pugi & Galassi, 2013).

Considerando las definiciones anteriores, es posible obtener un valor de *aceleración de colapso ajustada* , el cual se define a través de la siguiente ecuación:

$$a_{ad}^{*} = \frac{a_0^{*}}{F_c * q} \qquad [10]$$

Donde:

a_o^* : Aceleración de colapso

a_{ad}^* : Aceleración de colapso ajustada

F_c : Factor de confianza

q : Factor de comportamiento estructural

1.4.10. Factor de seguridad presente en las estructuras

El factor de seguridad a determinar en cada estructura según la metodología de análisis aplicada se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{Aceleración\ de\ colapso\ ajustada}{Amenaza\ sísmica} \quad [11]$$

El valor del numerador de la fracción representa la aceleración determinada a través del análisis, el valor del denominador de la fracción hace referencia a la aceleración máxima que puede experimentar la estructura según la zonificación sísmica y sitio de cimentación que esta posea. Cabe mencionar que para el cálculo de este valor, ambas cifras deben presentar la misma concordancia, es decir, se deben presentar en términos de aceleración máxima del terreno (PGA) o aceleración pico efectiva, lo cual es lograble por medio de la relación numérica existente entre parámetros y presentada anteriormente.

1.5. Delimitación del problema

1.5.1. Alcance geográfico

La evaluación de la seguridad estructural de puentes cuya tipología se encuentra compuesta por arcos en mampostería de piedra se contempla para dos estructuras específicas: el puente sobre el río Grande en La Garita del cantón Alajuela (sobre Ruta Nacional No.3) y el puente sobre el río Jesús María en el cantón San Mateo (sobre Ruta Nacional No.131), ambos de la provincia de Alajuela.

1.5.2. Alcance temporal

El desarrollo del trabajo inicia en el primer semestre del año 2021 con la aprobación del tema. Todo procedimiento que se recopile en esta investigación puede ser aplicable estructuras similares en tipología y periodo constructivo, es decir, toda metodología empleada para la evaluación sísmica de las obras podrá ser adaptada a otras con sus variantes respectivas.

La información propia obtenida sobre cada estructura analizada (valores geométricos u otros) es únicamente aplicable a las obras en cuestión de este proyecto. El contenido que se presente en este podrá ser aplicado sin ninguna limitación temporal, es decir, el periodo de investigación no influirá en los resultados, sin embargo, como ya fue mencionado se deberán contemplar las variaciones necesarias de cada metodología.

1.5.3. Alcance específico

La evaluación estructural se realizará específicamente en dos estructuras: el puente sobre el río Grande en La Garita y el puente sobre el río Jesús María en San Mateo, ambos de la provincia de Alajuela. La tipología estructural de estas obras se encuentra compuesta por

arcos de mampostería de piedra, por ende, las metodologías presentadas son únicamente aplicables a estructuras similares en propiedades y con periodos de construcción semejantes.

1.5.4. Limitaciones

La caracterización de las propiedades de los materiales estructurales que componen un puente con esta tipología estructural no podrá ser contemplada en el proyecto, debido a diversas condiciones que se presentan en la actualidad relacionadas a la utilización de los laboratorios universitarios; el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LANAMME) debido a la condición de pandemia por Covid-19 presenta un acceso limitado para llevar a cabo procedimientos presenciales, con esta institución se pretendía determinar la resistencia a compresión de la mampostería a través de núcleos extraídos del Puente de Mulas.

Con relación a lo anterior, el laboratorio de la Escuela de Química, con la que se pretendía evaluar las muestras de mortero, a pesar de contar con cierta disponibilidad, requiere del financiamiento para llevara a cabo las pruebas necesarias, sin embargo, este proyecto no presenta ninguna fuente de financiamiento para investigación. Por otro lado, el laboratorio de la Escuela de Geología, con el que se pretendía determinar las características de las rocas del puente, no brinda el servicio de evaluación de materiales y de la misma manera, debido a la condición de pandemia, se encuentran fuera de funcionamiento.

Respecto a la modelación de estructuras en tres dimensiones, pretendida para las tres obras en estudio (Puente de Mulas, Puente sobre río Grande, Puente sobre río Jesús María), las condiciones de acceso que las estructuras presentan en sus zonas bajas (base de subestructura) no permiten llevar a cabo dicha modelación, ya que estas no presentan espacio para la colocación y nivelación de los equipos en el sitio.

Se debe recalcar que, actualmente las estructuras a las cuales se les pretende llevar a cabo el análisis de la estabilidad ante sismos cuentan con dimensiones que fueron determinadas por el Dr. Ing. Miguel Cruz Azofeifa (1998) y comprobadas por el Ing. Alejandro Carboni (2017), por ende, no poder determinar de manera exacta las dimensiones de las estructuras por medio de los modelos en tres dimensiones (3D) no limitará los resultados ni condicionará la ejecución de los análisis propuestos.

1.6. Metodología

La metodología a implementar para el desarrollo del proyecto es de carácter teórico-especulativa. De manera general, el proyecto consta de cuatro etapas que conducen a la derivación de la estabilidad ante cargas sísmicas que presentan el Puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela y el puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela.

La primera etapa consiste en la obtención de información por medio de referencias bibliográficas, estudios y artículos realizados a puentes cuya estructura se encuentre compuesta por arcos en mampostería de piedra. Para lo anterior, toda información recopilada y metodología de evaluación para el análisis de las estructuras ante cargas laterales de sismo, deberá contemplar los componentes estructurales y características principales de las estructuras, de manera que estas puedan ser adaptadas a la configuración que presentan las obras en análisis.

Para la segunda etapa del proyecto, se definirá la demanda sísmica que presentan las estructuras, de manera que se logre identificar la aceleración máxima que podrían experimentar las estructuras para el sitio en el que se encuentra ubicada. Primeramente se deberá definir el código de diseño de puentes a utilizar y seguidamente determinar los valores que conduzcan a la determinación de la demanda, los cuales podrían referirse al sitio de cimentación y ubicación geográfica.

La tercera etapa contempla la evaluación de la estabilidad ante cargas sísmicas de los puentes en análisis. Se considera para esta, la aplicación de dos metodologías: la metodología simplificada de evaluación (Zampieri, 2014) y la metodología de Trabajo Virtual según el Código de Construcción Italiano, de manera que se logre determinar la capacidad máxima de la estructura en términos de aceleración y ser así comparable respecto a la demanda que presentan respecto a la clasificación brindada por el código de diseño.

Finalmente, la cuarta etapa del proyecto pretende realizar la comparación e interpretación de los resultados obtenidos de la determinación de la demanda sísmica y la capacidad máxima de las estructuras por aplicación de las metodologías de evaluación. Esto se valorará en términos de factores de seguridad, como una razón entre los valores anteriormente especificados. Así, se podrá comenzar con la presentación de conclusiones y recomendaciones requeridas en el proyecto para la presentación del informe final.

En la Figura 14 se muestra la metodología de manera secuencial y esquemática.

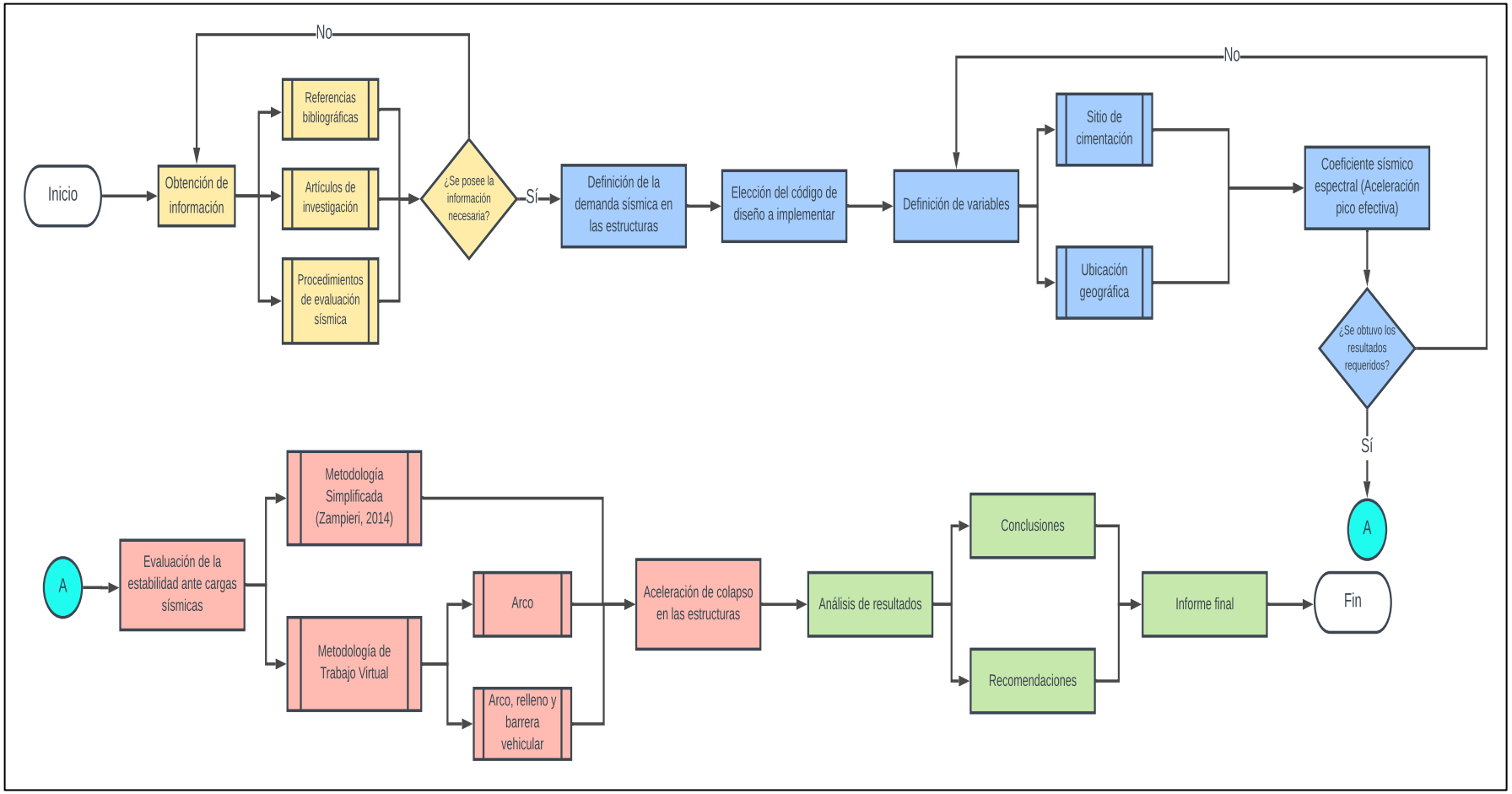

Figura 14. Diagrama de flujo de la metodología

Capítulo II

2. Demanda sísmica según los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes.

2.1. Consideraciones para la definición de la demanda sísmica

Como anteriormente fue mencionado, para la determinación de la demanda sísmica de las estructuras es necesario considerar el código de diseño aplicable, que en este caso hace referencia a los LDSP (CFIA, 2013). En este se propone la determinación de la demanda sísmica de la estructura basado en dos parámetros: la ubicación geográfica de la estructura dentro del territorio nacional (zonas de amenaza sísmica) y el sitio de cimentación de la misma.

La ubicación de la estructura es un parámetro que no implica una alta especificación, es decir, basta con conocer su ubicación distrital, ya que la división de zonas de amenaza sísmica además de haber sido realizada por medio de estudios de amenaza sísmica, se realizó respetando la división política y administrativa del territorio nacional.

Por su parte, la determinación del sitio de cimentación representa una variable de mayor investigación, ya que, como mínimo requiere estudios o caracterizaciones específicas que permitan determinar las propiedades del sitio. Debe destacarse que a pesar de que los LDSP solicitan valores específicos obtenidos por ciertos ensayos, también puede realizarse correlaciones para determinar el sitio de cimentación.

2.2. Demanda sísmica: Puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela

El puente sobre el río Grande presenta las características de ubicación geográfica que se muestran en el Cuadro 17:

Cuadro 17. Ubicación geográfica del puente sobre el río Grande

Provincia	Alajuela
Cantón	Alajuela
Distrito	La Garita
Latitud	9° 59’ 07.5” N
Longitud	84° 20’ 39.7” W

A partir de esta ubicación y en conjunto con la Tabla 2.1-1 (LDSP, 2013) es posible determinar que este puente se encuentra dentro de la zona de amenaza sísmica III.

Consecutivamente, por medio de la investigación realizada por el Ing. Alejandro Carboni (2017), en la cual lleva a cabo ensayos para la determinación de propiedades mecánicas de la roca matriz en los márgenes sobre los que se soporta el puente, y por medio de la Tabla 2.3-1 (LDSP, 2013) es posible determinar que el sitio de cimentación de la estructura se clasifica como S_1, ya que su perfil estratigráfico es roca.

Finalmente, por medio de los dos valores determinados anteriormente, se deduce de la Tabla 2.4-1 (LDSP, 2013) (ver Figura 15), que los coeficientes sísmicos espectrales que corresponden a esta estructura son los representados en el Cuadro 18.

Coeficientes sísmicos espectrales	C_a			C_v		
Sitio de cimentación	Zona de amenaza sísmica			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

Figura 15. Coeficientes sísmicos espectrales Ca y Cv

Fuente: (LDSP, 2013)

Modificado por: (Castillo, 2022)

Cuadro 18. Coeficientes símicos espectrales para el puente sobre el río Grande

Coeficiente sísmico espectral	**Magnitud**
C_a	0.360
C_v	0.360

El valor de importancia para esta investigación es representado por C_a, ya que este corresponde a la aceleración pico efectiva expresada como fracción de la gravedad y será el valor de comparación respecto a los resultados que se obtengan por medio de las metodologías de análisis sísmico elegidas.

2.3. Demanda sísmica: Puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela

El puente sobre el río Jesús María presenta las características de ubicación geográfica que se muestran en el Cuadro 19.

Cuadro 19. Ubicación geográfica del puente sobre el río Jesús María

Provincia	Alajuela
Cantón	San Mateo
Distrito	San Mateo
Latitud	9° 57′ 34.9″ N
Longitud	84° 36′ 23.0″ W

A partir de esta ubicación y en conjunto con la Tabla 2.1-1 (LDSP, 2013) es posible determinar que este puente se encuentra dentro de la zona de amenaza sísmica III.

De la misma forma, por medio de la investigación realizada por el Ing. Alejandro Carboni (2017), y por medio de la Tabla 2.3-1 (LDSP, 2013) es posible determinar que el sitio de cimentación de la estructura se clasifica como S_1, ya que su perfil estratigráfico es roca.

Finalmente, por medio de los dos valores determinados anteriormente, se deduce de la Tabla 2.4-1 (LDSP, 2013) (ver Figura 15), que los coeficientes sísmicos espectrales que corresponden a esta estructura son:

Cuadro 20. Coeficientes símicos espectrales para el puente sobre el río Grande

Coeficiente sísmico espectral	Magnitud
$\mathbf{C_a}$	0.360
$\mathbf{C_v}$	0.360

El valor de importancia para esta investigación es representado por C_a, ya que este corresponde a la aceleración pico efectiva expresada como fracción de la gravedad y será el valor de comparación respecto a los resultados que se obtengan por medio de las metodologías de análisis sísmico elegidas.

Capítulo III

3. Evaluación de la estabilidad ante cargas sísmicas del puente sobre el río Grande y el puente sobre el río Jesús María

3.1. Metodología simplificada de análisis sísmico (Zampieri, 2014)

En la siguiente sección se presenta el procedimiento para la obtención de la capacidad estructural ante cargas sísmicas de los puentes en análisis bajo la aplicación de la Metodología Simplificada (Zampieri, 2014); dicho valor será obtenido en términos de la aceleración máxima resistente de la estructura o la aceleración provocante de la formación de un mecanismo dentro de esta, derivando en el colapso de la misma.

La aplicación realizada sobre las estructuras se encuentra basado en los parámetros geométricos característicos que presenta cada una, conduciendo a la clasificación de las obras según las proposiciones del autor y por consiguiente, el gráfico y la ecuación de regresión aplicable a cada estructura, obteniendo así, la aceleración de colapso mencionada anteriormente.

El factor de seguridad por la aplicación de esta metodología se obtiene como una razón entre la aceleración obtenida (Metodología Simplificada) y la aceleración máxima experimentable por cada puente producto de la zonificación sísmica y el sitio de cimentación propuesto por los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes (CFIA, 2013).

Finalmente, como consideraciones realizadas para el análisis de resultados y la determinación de las curvas que presenta esta metodología, debe señalarse que se toma un valor promedio de capacidad a compresión de la mampostería $f'_m = 5\,MPa$ y $\gamma = 1800\,kg/m^3$ como el peso unitario de la mampostería y el material de relleno del arco, según valores definidos en la literatura (Zampieri, 2014) y producto de la ausencia de ensayos sobre los materiales.

3.1.1. Metodología Simplificada (Zampieri, 2014): Puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela

Por medio de las características geométricas de la estructura (ver Cuadro 1) se puede derivar las dimensiones que se presentan en el Cuadro 21, necesarias para el uso de los gráficos y por ende, la determinación de la capacidad de la estructura en su dirección longitudinal:

Cuadro 21. Parámetros para aplicación de metodología simplificada, puente sobre río Grande

Parámetro	Magnitud	Unidad
L	16.5	m
s	1.60	m
f	8.25	m
h	3.50	m
h/L	0.21	---
s/L	0.09696	---
f/L	0.5	---

Para los valores definidos en el Cuadro 21 es posible clasificar la estructura en análisis como un puente con bastiones chatos ($h/L < 0.75$, según autor) y así aplicar los gráficos de regresión propuestos según la geometría. La Figura 16 a continuación representa el gráfico aplicable a la estructura para la determinación de la aceleración límite en su dirección longitudinal de análisis.

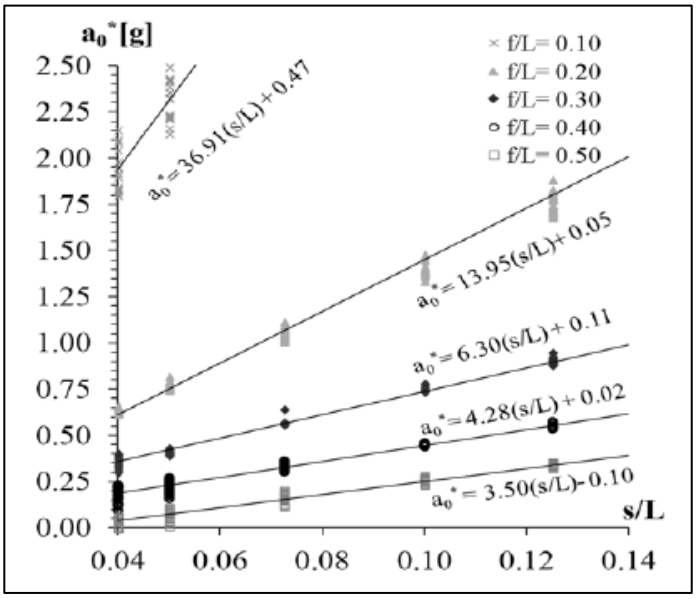

Figura 16. Aceleración límite para valores fijos de f/L en puentes de bastión chato

Fuente: (Zampieri, 2014)

De la Figura 16 y aplicando la ecuación de regresión representativa para la curva aplicable al puente en análisis, se obtiene un valor de aceleración límite:

$$a_0 = 3.5 * (0.09696) - 0.10$$
$$a_0 = 0.239g$$

El Cuadro 22 muestra un resumen por la aplicación de la Metodología Simplificada (Zampieri, 2014) en el cual se realiza la conversión entre aceleración PGA y aceleración pico efectiva, de modo que la razón entre dicho valor y la demanda sísmica de la estructura brinden el factor de seguridad ante cargas laterales de sismo para el puente en análisis.

Cuadro 22. Resumen de resultados por metodología simplificada en puente sobre río Grande

Dirección	PGA*	Aceleración pico efectiva*	Factor de seguridad (FS)
Longitudinal	0.239	0.208	0.58

*Valores especificados como fracción de la gravedad ($g = 9.81\, m/s^2$)

3.1.2. Metodología Simplificada (Zampieri, 2014): Puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela

Por medio de las características geométricas de la estructura (ver Cuadro 2) se puede derivar las dimensiones que se presentan en el Cuadro 23, necesarias para el uso de los gráficos y por ende, la determinación de la capacidad de la estructura en su dirección longitudinal.

Cuadro 23. Parámetros para aplicación de metodología simplificada, puente sobre río Jesús María

Parámetro	Magnitud	Unidad
L	8.6	m
s	1.20	m
f	4.30	m
h	4.20	m
h/L	0.488	---
s/L	0.1395	---
f/L	0.50	---

Para los valores definidos en el Cuadro 23 es posible clasificar la estructura en análisis como un puente con bastiones chatos ($h/L < 0.75$, según autor) y así aplicar los gráficos de regresión propuestos según la geometría. La Figura 16 representa el gráfico aplicable a la estructura para la determinación de la aceleración límite en su dirección longitudinal de análisis.

Para este caso y de igual forma al anterior, con la ecuación de regresión representativa para la curva aplicable al puente en análisis (ver Figura 16) se obtiene un valor de aceleración límite:

$$a_0 = 3.5 * (0.1395) - 0.10$$

$$a_0 = 0.388g$$

El Cuadro 24 muestra un resumen por la aplicación de la Metodología Simplificada (Zampieri, 2014) en el cual se realiza la conversión entre aceleración PGA y aceleración pico efectiva, de modo que la razón entre dicho valor y la demanda sísmica de la estructura brinden el factor de seguridad ante cargas laterales de sismo para el puente en análisis.

Cuadro 24. Resumen de resultados por metodología simplificada en puente sobre río Jesús María

Dirección	PGA	Aceleración pico efectiva	Factor de seguridad (FS)
Longitudinal	0.388	0.338	0.94

3.2. Metodología de Trabajo Virtual

En la siguiente sección se presenta el procedimiento para la obtención de la capacidad estructural ante cargas sísmicas de los puentes en análisis bajo la aplicación del Principio de Trabajo Virtual, en términos de la aceleración máxima resistente de la estructura o la aceleración provocante de la formación de un mecanismo dentro de esta, derivando en el colapso de la misma.

La aplicación realizada sobre las estructuras se basa en las especificaciones realizadas por el Código de Construcción Italiano, las cuales consideran los desplazamientos virtuales de las cargas reales para la determinación de un multiplicador de carga sísmica y consecutivamente, dicho valor para la determinación de la aceleración de colapso en la estructura. Para la muestra del desarrollo matemático que conduce a los resultados obtenidos, ver Apéndice A.

El factor de seguridad por la aplicación de esta metodología se obtiene como una razón entre la aceleración obtenida (Principio de Trabajo Virtual) y la aceleración máxima experimentable por cada puente producto de la zonificación sísmica y el sitio de cimentación propuesto por los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes (CFIA, 2013).

Considerando la ausencia de valores representativos de las propiedades mecánicas de los materiales, para el desarrollo de la metodología se utilizan valores promedio especificados en la literatura. El Cuadro 25 muestra las propiedades de los materiales consideradas para la aplicación de la metodología.

Cuadro 25. Propiedades mecánicas de los materiales consideradas

Propiedad	Variable	Magnitud	Unidad
Densidad del material de relleno	γ_r	1800	kg/m^3
Densidad de la mampostería	γ_m	1800	kg/m^3

3.2.1. Puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela

Para el presente puente, considerando las propiedades geométricas de la estructura (ver Cuadro 1) y las propiedades mecánicas de sus materiales componentes (ver Cuadro 25) se realiza el análisis de la obra aplicando el Principio de Trabajo Virtual bajo las condiciones que adopta el Código de Construcción Italiano, como se muestra a continuación.

3.2.1.1. Análisis del arco sin relleno

La condición de modelado de la estructura considerando únicamente la participación del arco dentro del análisis representa la verificación de la estabilidad de la misma ante la acción sísmica durante su etapa constructiva.

El análisis de la condición especificada se justifica bajo la premisa de que obras de gran antigüedad como las que se presentan en este proyecto registran periodos de construcción que conllevan más de un año, tiempo considerado significativo y en el cual la presencia de un evento sísmico de considerable magnitud presenta una probabilidad mayor de llevarse a cabo. La Figura 17 representa lo mencionado anteriormente.

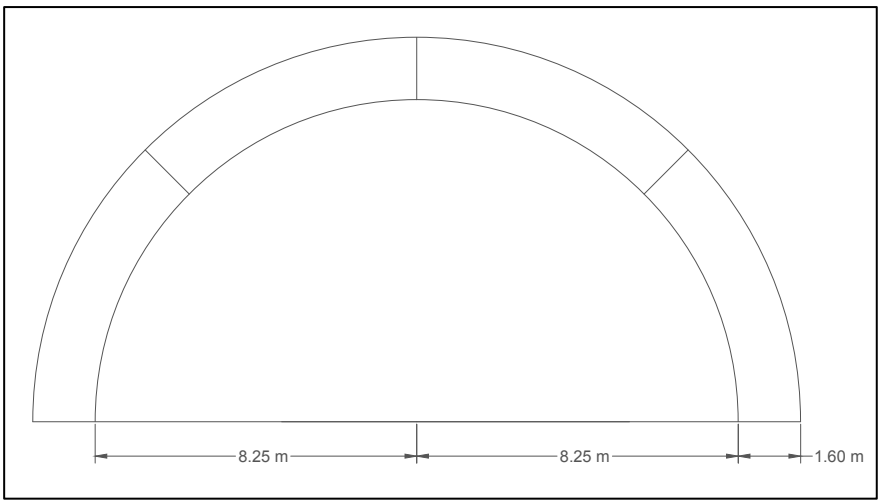

Figura 17. Modelo de la etapa constructiva, puente sobre río Grande

La Figura 18 representa mediante un esquema las variables necesarias para la aplicación del PTV sobre el arco; en este caso se considera únicamente el aporte que genera el peso del mismo de manera que se evalúa su capacidad autosoportante.

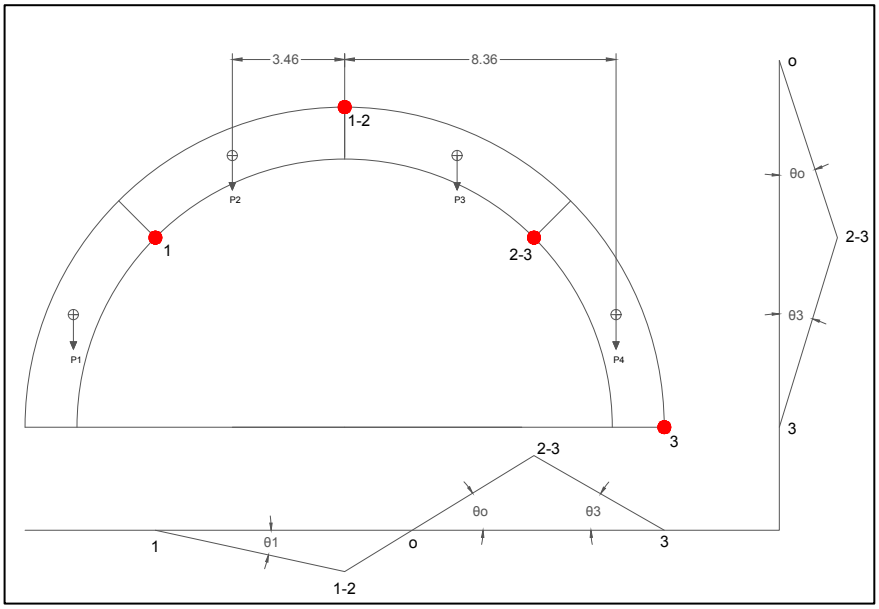

Figura 18. Aplicación del PTV para la etapa constructiva, puente sobre río Grande

Con la aplicación de la metodología, se logra determinar las variables que se muestran en el Cuadro 26.

Cuadro 26. Factores derivados de la aplicación del PTV en la etapa constructiva, puente sobre río Grande

Descripción del factor	Factor	Magnitud	Unidad
Multiplicador de carga sísmica	α_0	0.700	---
Masa participativa	M^*	299.29	ton/g
Aceleración de colapso*	a_o^*	0.808	---
Aceleración de colapso ajustada*	a_{ad}^*	0.299	---
Factor de seguridad	FS	0.72	---

*Valores especificados como fracción de la gravedad ($g = 9.81\, m/s^2$)

En el Cuadro 18 se puede observar la aceleración pico efectiva respectiva al puente sobre el río Grande según su ubicación y sitio de cimentación; este valor y en consideración de la aceleración de colapso de la estructura referida a la capacidad máxima de la estructura en términos de aceleración anterior a la formación del mecanismo que provoca el colapso de la estructura, se logra determinar que el puente presenta un factor de seguridad ante su colapso longitudinal $FS = 0.72$ (ver Cuadro 26).

3.2.1.2. Análisis de arco con relleno y barrera vehicular

La condición de modelado de la estructura completa, es decir, considerando el aporte que genera el arco, el material de relleno que se encuentra encima de este y la barrera vehicular, representa la condición de operación diaria. Debe destacarse para esta condición de análisis la ausencia de representación de carga vehicular producto de la operación normal del puente, ya que existen tres proposiciones que invalidan dicho análisis:

1. Según la normativa AASHTO LRFD, las cargas de vehículos livianos (automóviles) no son representativas para el diseño de las estructuras de puentes, por ende, el camión de diseño (HS20-44) debería ser la carga a considerar en el análisis.
2. La probabilidad de presencia dentro de la estructura del camión de diseño durante el evento del sismo de diseño (aceleración máxima según LDSP) es muy baja o podría considerarse nula debido a la cantidad de vehículos de diseño que transitan en dicha ruta (ver Anexo A).
3. El estado límite de Evento Extremo I, el cual considera el efecto de sismo para el diseño de los puentes no toma en cuenta la aplicación de carga vehicular para dicha combinación.

La Figura 19 representa en formato de esquema la condición descrita anteriormente.

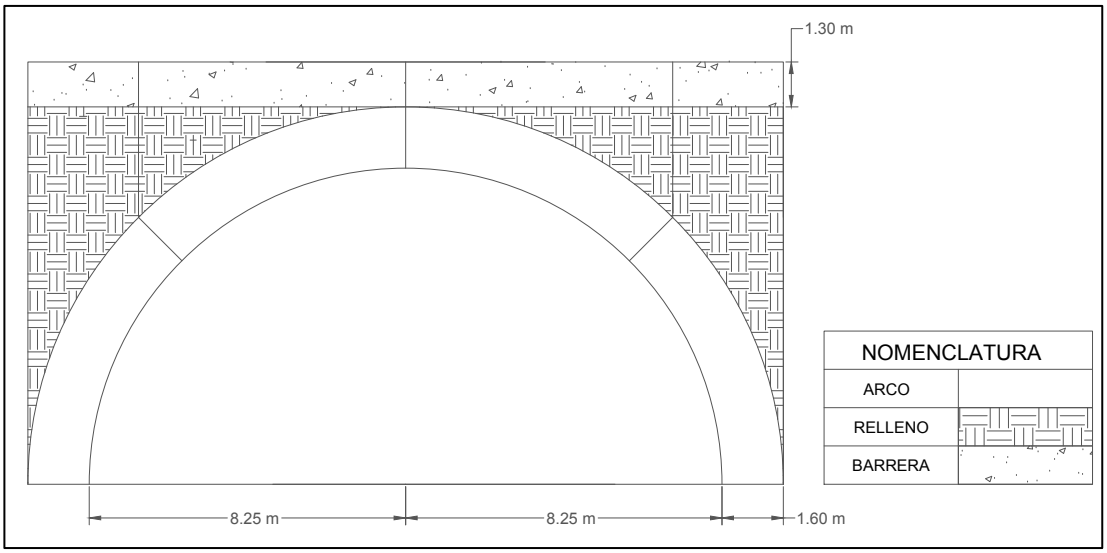

Figura 19. Modelo de componentes en el puente sobre río Grande

La aplicación del PTV se basa en la consideración de la participación de la cargas reales y los desplazamientos virtuales de estas en su condición deformada debido a la acción sísmica que produce la rotación de las dovelas producto de la formación de cuatro rótulas plásticas dentro del arco. La Figura 20 a continuación representa la condición descrita.

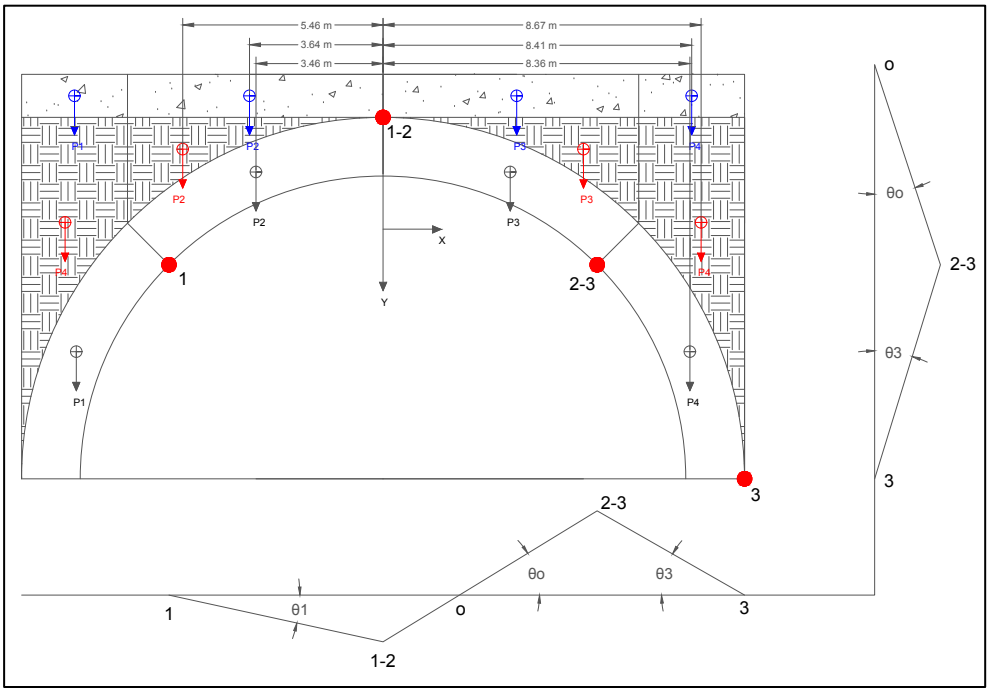

Figura 20. Cargas participantes y modelado para la aplicación del PTV, puente sobre río Grande

Con la aplicación de la metodología se logra determinar las variables que se muestran en el Cuadro 27.

Cuadro 27. Factores derivados de la aplicación del PTV, puente sobre río Grande

Descripción del factor	Factor	Magnitud	Unidad
Multiplicador de carga sísmica	α_0	0.571	---
Masa participativa	M^*	299.29	ton/g
Aceleración de colapso*	a_o^*	0.658	---
Aceleración de colapso ajustada*	a_{ad}^*	0.243	---
Factor de seguridad	FS	0.587	---

*Valores especificados como fracción de la gravedad ($g = 9.81\ m/s^2$)

Basados en la proposición según el código adoptado que, para el diseño estructural de un puente completamente nuevo la aceleración de diseño o aceleración máxima que este podría experimentar según su ubicación y sitio de cimentación sería la aceleración pico efectiva, este valor se toma como referencia para verificar la estabilidad del puente en análisis ante un evento máximo en el cual se presenta dicha magnitud de aceleración sísmica.
Consecutivamente, tomando como referencia el valor anteriormente mencionado (ver Cuadro 18) y considerando que la aceleración de colapso obtenida (ver Cuadro 27) se refiere al punto máximo que provocaría el colapso de la estructura, se logra determinar que la estructura presenta un factor de seguridad ante un colapso longitudinal ($FS = 0.587$).

3.2.2. Puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela

Para el presente puente, considerando las propiedades geométricas de la estructura (ver Cuadro 2) y las propiedades mecánicas de sus materiales componentes (ver Cuadro 25) se realiza el análisis de la obra aplicando el Principio de Trabajo Virtual bajo las condiciones que adopta el Código de Construcción Italiano, como se muestra a continuación.

3.2.2.1. Análisis del arco sin relleno

Para el puente sobre el río Jesús María el modelado de la estructura considerando únicamente la participación del arco dentro del análisis representa la verificación de la estabilidad de la misma ante la acción sísmica durante su etapa constructiva. Como fue mencionado para el puente sobre el río Grande (ver apartado 3.2.1.1), la condición señalada aplica de igual manera en el análisis de esta estructura. La Figura 21 representa lo mencionado anteriormente.

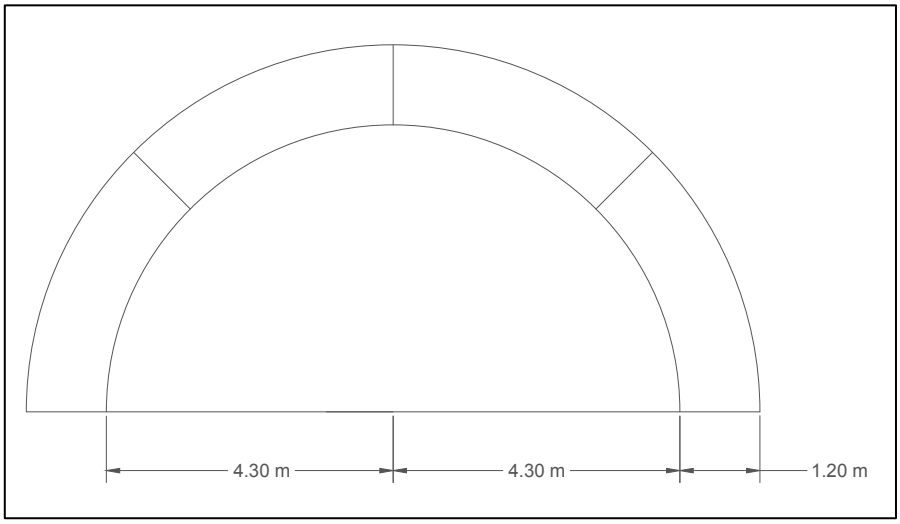

Figura 21. Modelo de la etapa constructiva, puente sobre río Jesús María

La Figura 22 representa a través de un esquema las variables necesarias para la aplicación del PTV sobre el arco; para este caso se evalúa la capacidad autosoportante de la estructura, puesto que solo se considera el aporte que genera el peso de las dovelas del arco. Consecutivamente, la metodología aplicada permite determinar los valores que se muestran en el Cuadro 28.

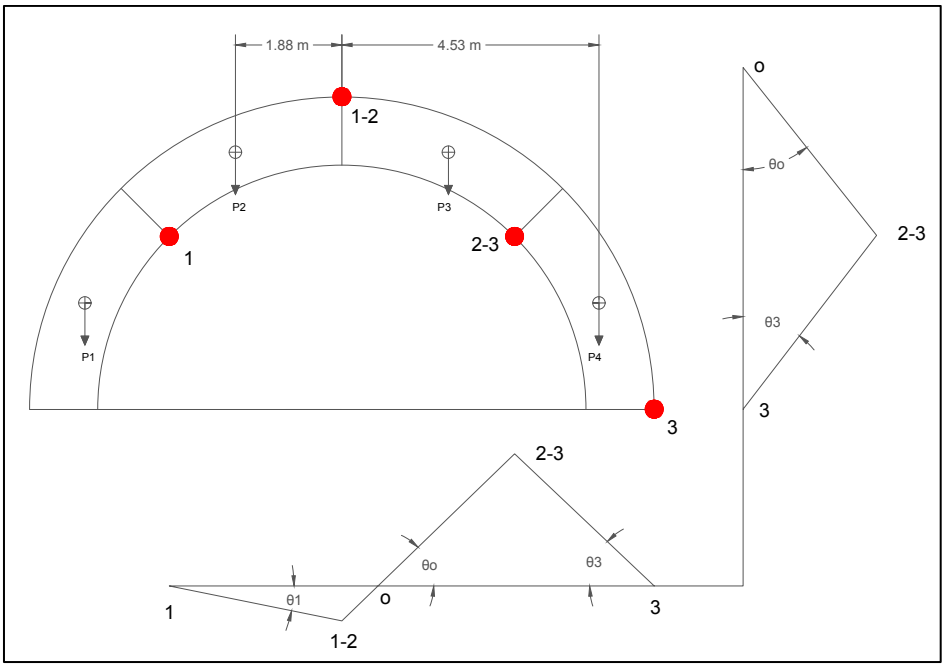

Figura 22. Aplicación del PTV para la etapa constructiva, puente sobre río Jesús María

Cuadro 28. Factores derivados de la aplicación del PTV en la etapa constructiva, puente sobre río Jesús María

Descripción del factor	Factor	Magnitud
Multiplicador de carga sísmica	α_0	0.7427
Masa participativa	M^*	87.74
Porcentaje de Masa participativa	$\%_M$	32.5%
Aceleración de colapso*	a_o^*	1.23
Aceleración de colapso ajustada*	a_{ad}^*	0.456
Factor de seguridad	FS	1.09

*Valores especificados como fracción de la gravedad ($g = 9.81\ m/s^2$)

En el Cuadro 20 se puede observar la aceleración pico efectiva respectiva al puente sobre el río Jesús María según los LDSP (CFIA, 2013); este valor y considerando la aceleración de colapso o la capacidad máxima de la estructura en términos de aceleración obtenida para la estructura (ver Cuadro 28), se logra determinar que el puente presenta un factor de seguridad ante su colapso longitudinal ($FS = 1.09$).

3.2.2.2. Análisis del arco con relleno y barrera vehicular

De la misma manera para el puente sobre el río Jesús María, la modelación y análisis de la estructura considerando todas las cargas presentes en esta representa la condición de operación diaria. Cabe resaltar que como fue mencionado para el puente sobre el río Grande (ver apartado 3.2.1.2) las condiciones señaladas sobre la ausencia de representación de carga vehicular aplican de igual forma sobre el análisis de esta estructura.
La Figura 23 representa en formato de esquema la condición descrita anteriormente.

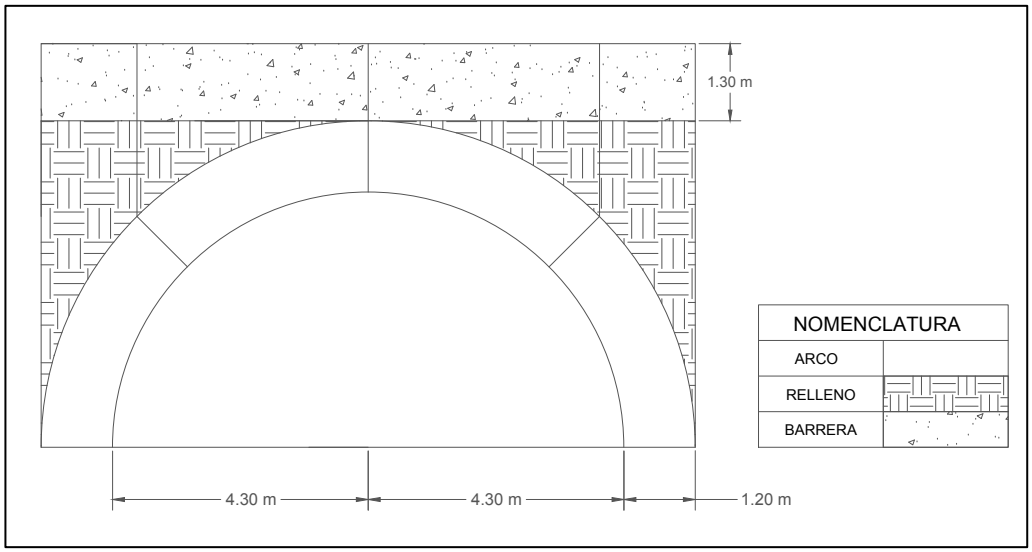

Figura 23. Modelo de componentes en el puente sobre río Jesús María

La Figura 24 esquematiza los componentes necesarios para la aplicación del PTV en el puente sobre el río Jesús María; en esta se ven representadas las cuatro rótulas plásticas producto de la acción sísmica que provocan la deformación de la estructura y en consecuencia, la participación de las cargas reales junto a los desplazamientos virtuales para el cumplimiento del PTV.

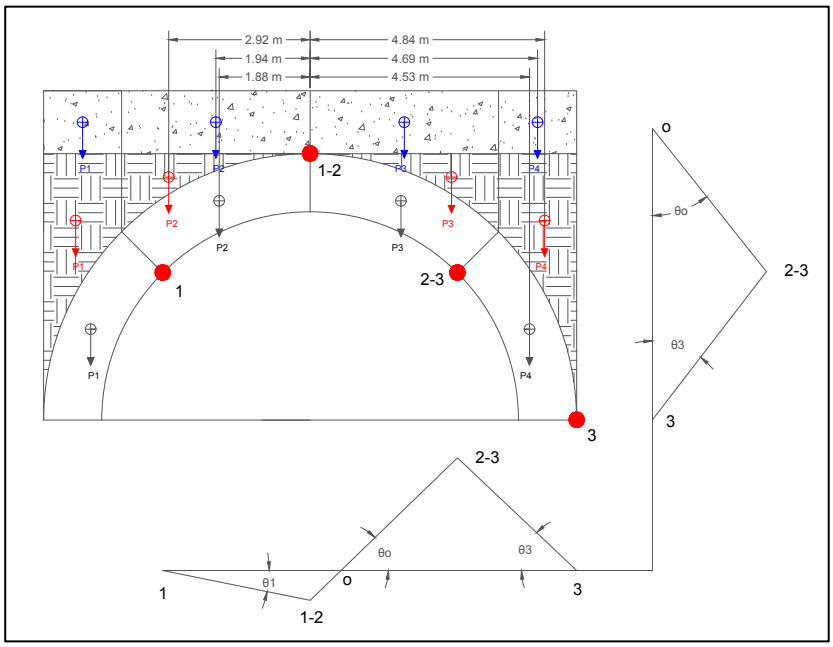

Figura 24. Cargas participantes y modelado para la aplicación del PTV, puente sobre río Jesús María

Con la aplicación de la metodología se logra determinar las variables que se muestran en el Cuadro 29.

Cuadro 29. Factores derivados de la aplicación del PTV, puente sobre río Jesús María

Descripción del factor	Factor	Magnitud
Multiplicador de carga sísmica	α_0	0.5916
Masa participativa	M^*	87.74
Porcentaje de Masa participativa	$\%_M$	23.9%
Aceleración de colapso*	a_o^*	0.978
Aceleración de colapso ajustada*	a_{ad}^*	0.362
Factor de seguridad	FS	0.87

*Valores especificados como fracción de la gravedad ($g = 9.81\ m/s^2$)

El Cuadro 20 presenta la magnitud de aceleración pico efectiva que podría experimentar el puente basado en su ubicación geográfica y sitio de cimentación, valor de referencia para verificar la estabilidad de la estructura ante un evento sísmico en el que esta se presente. Considerando que la aceleración de colapso obtenida (ver Cuadro 29) se refiere a la capacidad máxima de la estructura en términos de aceleración anterior a su colapso, se logra determinar que la estructura presenta un factor de seguridad a la falla longitudinal ($FS = 0.87$).

3.3. Evaluación sísmica en la dirección transversal de los puentes

En la siguiente sección no se realiza el desarrollo de la evaluación sísmica en la dirección transversal de los puentes en estudio. Existen diversas condiciones y limitaciones que justifican lo mencionado anteriormente, las cuales se presentan a continuación.

Como ya fue mencionado, el procedimiento para la evaluación transversal requiere de la determinación de la frecuencia de oscilación dominante en la estructura, es decir, debe identificarse el periodo fundamental de la misma. Los parámetros requeridos son posibles de obtener por medio de la modelación de los puentes, la cual requiere de un conocimiento amplio de las propiedades y dimensiones específicas de las estructuras; este proceso excede el alcance que presenta la investigación.

Consecutivamente, la evaluación requiere del conocimiento del espesor que presentan las paredes como uno de los parámetros principales para ejecutar la metodología, sin embargo se carece de dicha dimensión, la cual únicamente es obtenible por medio de pruebas destructivas sobre las estructuras, las cuales no son posibles de realizar sobre las mismas.

Según Zampieri (2014), tomando en consideración los mecanismos de colapso relacionados a la seguridad del puente, el colapso por un mecanismo desarrollado en la dirección longitudinal posee una probabilidad de presencia considerablemente mayor que la formación del mecanismo en la dirección transversal de la estructura. Además, a pesar de que los muros representan los elementos con mayor vulnerabilidad a las acciones sísmicas fuera del plano, los daños que ocurran en estos elementos generalmente no involucran la seguridad estructural del puente (Zampieri, 2014).

3.4. Análisis de resultados de la evaluación sísmica de los puentes

Cuadro 30. Resumen de aceleraciones según demanda y metodologías de análisis

	Condición	**Puente sobre río Grande***	**Puente sobre río Jesús María***
Metodología simplificada (PGA)	Etapa operativa	0.239	0.388
Metodología Trabajo Virtual (PGA)	Etapa constructiva	0.299	0.456
	Etapa operativa	0.243	0.362
Demanda Sísmica (PGA)	----	0.414	0.414

* Valores especificados como fracción de la gravedad ($g = 9.81\ m/s^2$)

Cuadro 31. Resumen de factores de seguridad en las estructuras según la metodología aplicada

	Condición	**Puente sobre el río Grande**	**Puente sobre el río Jesús María**
Metodología simplificada	Etapa operativa	0.58	0.94
Metodología Trabajo Virtual	Etapa constructiva	0.72	1.09
	Etapa operativa	0.59	0.87

Como se puede observar en el Cuadro 30, para el puente sobre el río Grande se tiene que la amenaza sísmica según su ubicación y la propuesta de los LDSP es mayor a la capacidad sísmica que presenta dicha estructura como la aceleración que provocaría que esta se convierta en un mecanismo (considerando la aplicación de la metodología simplificada propuesta por Zampieri (2014)), provocando así que la estructura ante cargas sísmicas presente un factor de seguridad $FS = 0.58$ (ver Cuadro 31) respecto a lo que en el diseño formal de cualquier estructura de puentes nueva se consideraría como la aceleración de diseño.

Consecutivamente, se debe señalar que para considerar que la estructura se mantendrá completamente estable durante un evento sísmico ($FS = 1$) la aceleración máxima que podrá experimentar esta debe ser de $a_{ef} = 0.208g$ ó $PGA = 0.239g$ según lo obtenido por la evaluación simplificada y para considerar este valor correcto los registro de actividad sísmica sobre un sitio de cimentación con características similares deben ser inferiores al mismo.

Por otra parte, como se puede observar en el Cuadro 30, para el puente sobre el río Jesús María se presenta el mismo valor de amenaza sísmica que el puente sobre el río Grande, ya que ambos presentan las mismas condiciones de zonificación y sitio de cimentación, no obstante, la aceleración que representa la capacidad de la estructura o la aceleración que provocaría que esta se convierta en un mecanismo según la Metodología Simplificada (Zampieri, 2014) genera que el puente presente un valor de factor de seguridad $FS = 0.94$ (ver Cuadro 31) ante la aceleración de diseño según los LDSP (2013).

De igual forma, para considerar que la estructura se mantendrá completamente estable durante un evento sísmico ($FS = 1$) la aceleración máxima que podrá experimentar esta debe ser de $a_{ef} = 0.338g$ ó $PGA = 0.388g$ según lo obtenido por la evaluación simplificada.
Respecto a la aplicación de la metodología de Trabajo Virtual, en el Cuadro 30 se representa la capacidad sísmica que poseen ambas estructuras en análisis, para las dos condiciones consideradas. Se puede observar que para ambas estructuras, en la mayoría de los casos la demanda sísmica según los LDSP (2013) es mayor a la capacidad en aceleración que presentan las estructuras o aceleración que provocaría la formación del mecanismo de colapso en estas, es decir, el factor de seguridad para estos es inferior a la unidad ($FS < 1$).
De lo anterior únicamente es excluible la condición de etapa constructiva para el puente sobre el río Jesús María, en este caso la capacidad de aceleración de la estructura es mayor a la demanda máxima que esta presenta por sus condiciones según los LDSP (2013), es decir, se presenta un factor de seguridad mayor a la unidad ($FS > 1$).
Con la información anterior, cabe destacar que para la condición actual que rige las estructuras (rango operativo), ambas metodologías dirigen a la conclusión que las obras ante la presencia de la aceleración máxima por demanda son inestables.
Por medio del Cuadro 31 y considerando únicamente los resultados obtenidos por la aplicación del PTV, se logra determinar por medio de una comparación entre ambas condiciones de análisis (etapa constructiva y etapa operativa) la diferencia entre los factores de seguridad que estas presentan; para el puente sobre el río Grande existe una diferencia del 22%, mientras que para el puente sobre el río Jesús María la diferencia alcanza el 25%.
Tomando en cuenta los parámetros que componen el PTV, la diferencia entre los factores de seguridad para las condiciones de análisis consideradas pueden atribuirse a las participaciones de carga (mayor para la condición operativa), donde, los pesos debido al relleno y la barrera vehicular en conjunto con los desplazamientos virtuales en la dirección vertical, disminuyen la magnitud del coeficiente multiplicador de carga sísmica, parámetro directamente proporcional a la aceleración de colapso de la estructura (ver ecuación [5]).
Del Cuadro 31, considerando solamente la condición actual del puente (condición operativa) existe una diferencia del 1% y 7% entre los factores de seguridad para el puente sobre el río Grande y el puente sobre el río Jesús María respectivamente. Para estos casos la diferencia obtenida se podría relacionar con la forma de obtención de la curva de empujes, para el caso del PTV fue considerada la división del arco en 4 dovelas de la misma dimensión,

mientras que la Metodología Simplificada considera un procedimiento iterativo que consta de la división del arco en bloques y la conformación de un polígono de fuerzas. Es importante mencionar que la Metodología Simplificada es un procedimiento basado en resultados estadísticos, por ende también asociarse a la diferencia de resultados obtenidos.

Realizando una comparación de resultados entre ambos puentes, la aceleración de colapso determinada por medio de las metodologías aplicadas permitiría considerar al puente sobre el río Jesús María como una estructura de mayor capacidad respecto al puente sobre el río Grande, lo cual se puede observar en el Cuadro 30 y ratificado en el Cuadro 31 por medio de los factores de seguridad.

Lo mencionado anteriormente podría referirse a 2 factores asociados mutuamente, la geometría de la estructura y la masa participativa; al ser el puente sobre el río Jesús María una estructura con menor luz existe una disminución de la cantidad de masa participativa, tal y como se observa entre el Cuadro 28 y Cuadro 29. El valor mencionado anteriormente es factor inversamente proporcional a la aceleración de colapso de la estructura, por ende, una disminución del valor permite un aumento en la capacidad de la estructura.

Para realizar una comparación entre los resultados obtenidos respecto a las metodologías aplicadas para la evaluación sísmica y las aceleraciones actualizadas (hasta la fecha) percibidas por las estructuras en estudio, es necesario que cada puente cuente con instrumentación especial (acelerógrafos), de manera que este equipo registre las aceleraciones que experimenta la estructura para las condiciones de sitio en las que esta se encuentra.

Como los puentes en análisis carecen de la instrumentación mencionada, no se posee registro de la aceleración máxima que estas hayan experimentado, sin embargo, por medio del LIS-UCR se cuenta con una serie de registros sísmicos por medio de estaciones instrumentadas cercanas a los puentes en análisis. En el Cuadro 32 y Cuadro 33 se muestran las estaciones de mayor proximidad a las estructuras en análisis y las condiciones de sitio que estas presentan para el registro de actividad sísmica; de la misma manera, por medio de la Figura 25 y Figura 26 se logra observar la proximidad entre los puntos de estudio.

Cuadro 32. Estaciones de registro sísmico próximas al puente sobre el río Grande

Estación	Ubicación (Cantón, Provincia)	Proximidad (km)	Sitio de cimentación	Aceleración Máxima Registrada (PGA: m/s^2)
Sede UCR	Grecia, Alajuela	4.9	S_3	1.4211
Biblioteca Pública	Atenas, Alajuela	4.5	S_4	0.2457
Hospital	Grecia, Alajuela	10.0	S_3	0.4657
Escuela Presb. Manuel Bernardo G.	Palmares, Alajuela	12.5	S_4	0.3691

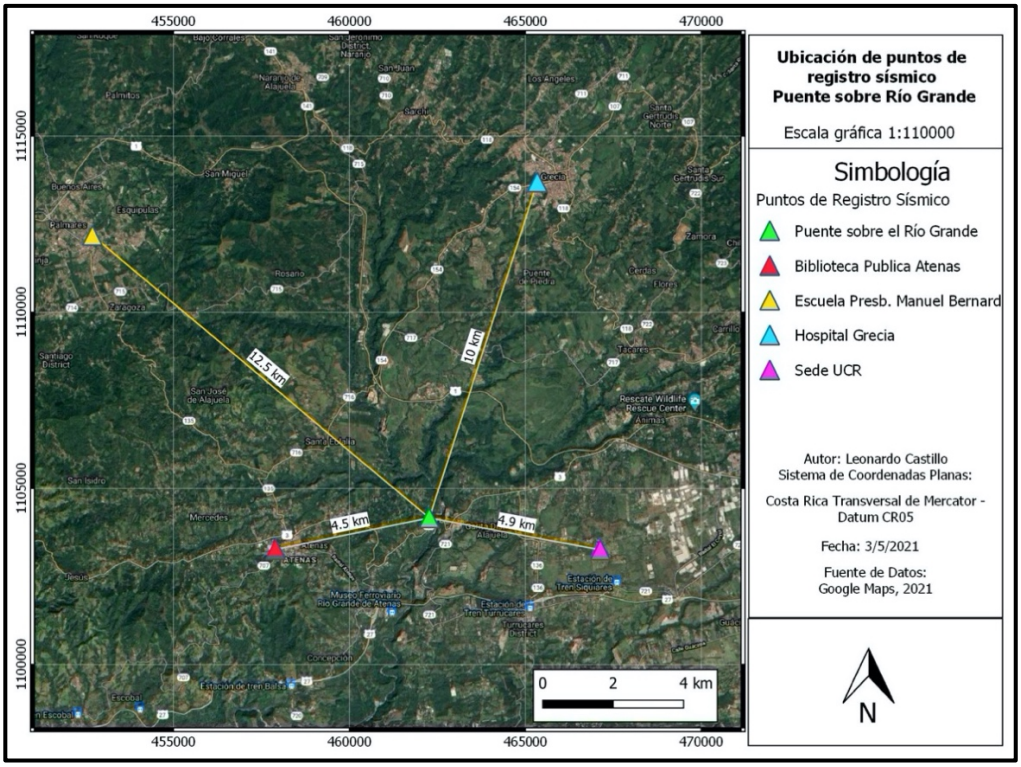

Figura 25. Ubicación de las estaciones de registro sísmico respecto al puente sobre el río Grande

Cuadro 33. Estaciones de registro sísmico próximas al puente sobre el río Jesús María

Estación	Ubicación (Cantón, Provincia)	Proximidad (km)	Sitio de cimentación	Aceleración Máxima Registrada (PGA: m/s^2)
Puerto Caldera	Esparza, Puntarenas	13.2	S_3	0.4453
Biblioteca Pública	Atenas, Alajuela	24.5	S_4	0.2457
Cruz Roja	Orotina, Alajuela	10.7	S_2	0.3665

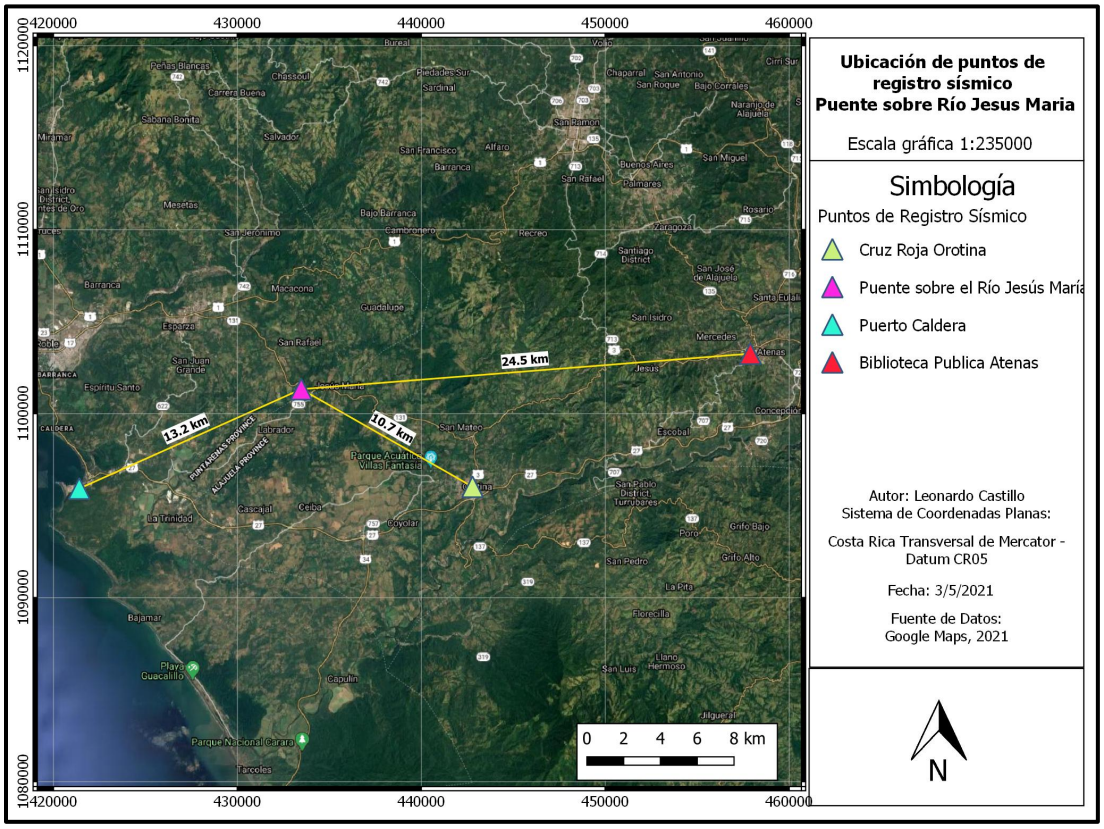

Figura 26. Ubicación de las estaciones de registro sísmico respecto al puente sobre el río Jesús María

Los valores de aceleración máxima registrada en las estaciones mostradas en el Cuadro 32 y Cuadro 33 no representan un parámetro de comparación inmediata a los resultados

obtenidos por medio de las metodologías anteriormente presentadas, ya que, como también se puede observar en estos cuadros, el LIS-UCR especifica las condiciones del medio en las que se lleva a cabo el registro de actividad. Ambos puentes en análisis presentan un sitio de cimentación diferente a las estaciones de registro tomadas en cuenta, es por esto que es importante considerar el efecto de sitio, el cual se encuentra relacionado a la amplificación de las ondas de aceleración registradas por las estaciones.

Por lo anterior, utilizando el NTC (2008) se ha logrado realizar una conversión de los registros sísmicos a un sitio de cimentación igual al que presentan las estructuras en análisis (ver desarrollo en Apéndice B). En el Cuadro 34 y Cuadro 35 se presentan las aceleraciones transformadas para cada una de las estaciones consideradas representativas para los puentes analizados.

Cuadro 34. Aceleraciones transformadas para los registros cercanos al puente sobre el río Grande

Estación	**Ubicación (Cantón, Provincia)**	**Sitio de cimentación**	**Aceleración Máxima Transformada***
Sede UCR	Grecia, Alajuela	S_3	0.220
Biblioteca Pública	Atenas, Alajuela	S_4	0.027
Hospital	Grecia, Alajuela	S_3	0.063
Escuela Presb. Manuel Bernardo G.	Palmares, Alajuela	S_4	0.042

*Valores especificados como fracción de la gravedad ($g = 9.81\ m/s^2$)

Cuadro 35. Aceleraciones transformadas para los registros cercanos al puente sobre el río Jesús María

Estación	**Ubicación (Cantón, Provincia)**	**Sitio de cimentación**	**Aceleración Máxima Transformada***
Puerto Caldera	Esparza, Puntarenas	S_3	0.061
Biblioteca Pública	Atenas, Alajuela	S_4	0.027
Cruz Roja	Orotina, Alajuela	S_2	0.062

*Valores especificados como fracción de la gravedad ($g = 9.81\ m/s^2$)

Considerando las limitaciones que presenta el procedimiento realizado, en el cual no se toma en cuenta la distancia existente entre los sitios en cuestión y la topografía de la zona, los valores obtenidos representan una referencia de comparación para realizar una validación preliminar de los resultados obtenidos de la aplicación de las metodologías sobre los puentes en estudio.

Como fue mencionado anteriormente, para asegurar que los puentes analizados se mantendrán estables durante un evento sísmico es necesario que la demanda en el puente sobre el río Grande no supere una aceleración de $PGA = 0.239g$, mientras que para el puente sobre el río Jesús María no debería superarse el valor de $PGA = 0.362g$.

Como se logra observar por medio del Cuadro 34 y Cuadro 35, las aceleraciones registradas en las diversas estaciones y transformadas según lo establecido por el NTC, no superan la aceleración máxima de ninguno de los puentes, encontrándose en la mayoría de los casos considerablemente lejano a este valor. Únicamente el valor registrado por Sede UCR podría considerarse representativo por su cercanía al valor límite, sin embargo para este, el puente sobre el río Grande alcanza un factor de seguridad mínimo $FS = 1.09$, es decir, se conserva su estabilidad.

Para realizar una comparación de las condiciones críticas que experimentan las estructuras en análisis, se presenta el Cuadro 36 y el Cuadro 37, como resumen del avance en investigación realizado para el puente sobre el río Grande y el puente sobre el río Jesús María respectivamente.

Cuadro 36. Factores de seguridad para la condición crítica, puente sobre el río Grande

Condición de carga	**Cargas consideradas**	**Tipo de falla**	**Factor de seguridad**
Cargas gravitacionales*	▪ Peso propio ▪ Carga vehicular	Geométrico	1.85
		Por Deslizamiento	2.07
		Por Compresión	1.20
Cargas gravitacionales y eventuales	▪ Peso propio ▪ Sismo	Rotulación	0.59

*Fuente: (Carboni, 2017)

Bajo los supuestos realizados y considerando las cargas que provocan la condición crítica a la que se ve expuesta el puente sobre el río Grande en su etapa operativa, el Cuadro 36 expone el factor de seguridad que esta posee, además del tipo de falla asignado a dicho valor. Con lo anterior, es posible considerar esta estructura como estable y geométricamente adecuada para soporta las condiciones de carga gravitacional, pero inadecuada para la condición de aceleración máxima por sismo.

Cuadro 37. Factores de seguridad para la condición crítica, puente sobre el río Jesús María

Condición de carga	**Cargas consideradas**	**Tipo de falla**	**Factor de seguridad**
Cargas gravitacionales*	▪ Peso propio ▪ Carga vehicular	Geométrico	2.34
		Por Deslizamiento	2.00
		Por Compresión	3.07
Cargas gravitacionales y eventuales	▪ Peso propio ▪ Sismo	Rotulación	0.87

*Fuente: (Carboni, 2017)

Por medio del Cuadro 37 se expone el factor de seguridad que presenta el puente sobre el río Jesús María relacionado al tipo de falla que ocurre en dicha magnitud. Para esta estructura, igual a como fue mencionado para el puente sobre el río Grande, se podría considerar estable y geométricamente adecuada para soportar las condiciones de carga gravitacional, pero lo contrario para la condición de aceleración máxima por sismo.

Capítulo IV

4. Conclusiones y recomendaciones

4.1. Conclusiones

1) Se determinó los factores de seguridad ante cargas sísmicas para las estructuras en análisis por medio de dos metodologías de análisis sísmico. Para ambas metodologías y estructuras analizadas, los valores son representativos para las condiciones tomadas bajo consideración, es decir, para la metodología simplificada los resultados son representativos para los valores geométricos considerados en los puentes y para la metodología de Trabajo Virtual son válidos para las propiedades mecánicas de los materiales e igualmente para los valores geométricos considerados.
2) Por medio de la metodología simplificada de análisis sísmico propuesta por Zampieri (2014) se determinó que los puentes presentan factores de seguridad menores a uno ($FS < 1$), lo cual representa el eventual colapso de la estructura ante el evento sísmico de diseño. Los resultados obtenidos por esta metodología representan una aproximación de la aceleración máxima que puede experimentar los puentes de modo que estos se mantengan bajo operación.
3) Los factores de seguridad obtenidos por medio de la metodología simplificada determinan que ambas estructuras son inestables para su demanda sísmica máxima, ya que las aceleraciones de colapso para dichos puentes presentan una magnitud inferior a su demanda.
4) La metodología de Trabajo Virtual permite determinar que las estructuras en análisis son inestables tanto en su periodo constructivo como en el operativo (actualidad) ante la demanda sísmica máxima que estas presentan, es decir, la capacidad máxima en términos de aceleración de la estructura (aceleración de colapso) comparado con dicha demanda brindan un factor de seguridad ($FS < 1$).
5) Para las diferentes condiciones adoptadas en los análisis se puede considerar inadecuada la geometría propuesta para ambos puentes, ya que se ha obtenido factores de seguridad inferiores a la unidad ante la demanda sísmica máxima que podría percibir la estructura debido a la zonificación y sitio de cimentación propuesta por el código de diseño adoptado.

6) Los factores de seguridad obtenidos no son valores definitivos sobre las estructuras, como fue mencionado, son válidos para las condiciones consideradas y estos variarán en cuanto pruebas mecánicas sean realizadas sobre los materiales que componen la estructura.
7) Adoptando las limitaciones especificadas, se ha determinado el valor de aceleración transformada para el registro sísmico de aceleración máxima de las estaciones de referencia cercanas a las estructuras en estudio. Estos valores únicamente consideran el registro máximo que se presenta en la estación y no presentan un rango de registro de aceleraciones igual en amplitud que a la cantidad de años que presenta el puente desde su construcción.
8) Los resultados obtenidos de la transformación de aceleraciones son congruentes con la condición que presentan los puentes; las aceleraciones transformadas tienen magnitud inferior a la aceleración de colapso de los puentes, lo que permite que estos se mantengan bajo operación.

4.2. Recomendaciones

1) Se recomienda llevar a cabo un análisis detallado de las características mecánicas de los materiales componentes de las estructuras a partir de ensayos destructivos sobre las obras o estructuras con propiedades similares. De este modo, se puede iniciar en el proceso de recopilación de información aplicable a obras con características similares y a su vez, se logra representar los resultados obtenidos en esta e investigaciones anteriores de manera más precisa ya que se utilizan valores representativos de las construcciones del país.
2) Debido a la incapacidad de llevar a cabo un levantamiento de modelos en tres dimensiones (3D) de las estructuras en análisis producto de las complicadas condiciones de acceso que estas presentan, se recomienda implementar metodologías de evaluación en campo de la condición y el daño que presentan las estructuras, como lo es la establecida en el Manual de Puentes de Costa Rica (MOPT, sin publicar) con la cual es posible calificar los elementos y componentes del puente para así priorizar la intervención de puentes existentes.
3) Se recomienda realizar una estudio de técnicas de reforzamiento y conservación del tipo de estructuras en consideración, de modo que sea posible mantener el patrimonio histórico nacional y a su vez, se mantenga en operación constante la red vial ante cualquier evento sísmico inferior a la consideración máxima establecida anteriormente.
4) Para llevar a cabo una comparación y verificación entre los resultados producto de la aplicación de las distintas metodologías y los registros de aceleración sísmica, se recomienda llevar a cabo una traducción de los acelerogramas registrados a sitio de cimentación en roca, es decir, establecer un formato de comparación bajo condiciones semejantes. Lo anterior debido a que los registros sísmicos se encuentran medidos en sitios de cimentación distintos a los que poseen las estructuras en análisis.
5) Finalmente, se recomienda evaluar la estabilidad de los puentes ante la acción sísmica en su dirección transversal. Basados en la información bibliográfica obtenida, el colapso de estás estructuras en dicha dirección posee una probabilidad de ocurrencia baja, sin embargo, presenta relevancia la evaluación de todos los posibles mecanismos de falla que pueden experimentar los puentes.
6) Se recomienda llevar a cabo los análisis ejecutados en esta investigación para estructuras con características similares en tipología y periodo constructivo, las cuales

se aproximan a una cantidad de 40 puentes en total distribuidos en las diferentes regiones del país.

5. Referencias bibliográficas

Bjurström, H., & Lasell, J. (2009). *Capacity assessment of a single span arch bridge with backfill .* Suecia .

Carboni, A. (2017). *Evaluación estructural mediante le método de análisis límite del puente sobre el río Grande en La Garita, Alajuela y del puente sobre el río Jesús María en San Mateo, Alajuela.* San José .

CFIA. (2013). *Lineamientos para el diseño Sismorresistente de Puentes .* San José .

Como, M. (2013). *Statics of Historic Masonry Constructions .* Berlín: Springer .

Damian, S. (Marzo de 2020). *Resistencia de materiales: Centroide de figuras geométricas*. Obtenido de Plataforma de contenidos Ing. Carlos Fader : https://tecnicafader.edu.ar/contenido/824/4-ano-4-div-resistencia-de-materiales-centroides-de-figuras-geometricas-simples-

da Porto, F., Franchetti, P., Grendene, M., Ranzato, L., Valluzi, M., & Modena, C. (2007). *Structural capacity of masonry arch bridges to horizontal loads.* Italia : University of Padova .

Demchenko, Y. (2011). *Sistemas de construcción de puentes de arco.* Madrid : Universidad Politécnica de Madrid .

Garcia , D., Garmendia , L., & San-Mateos , R. (2012). *Experimental study of traditional stone masonry under compressive load and comparison of results with desing codes.* Bilbao.

Guardiola , A., & Basset, L. (s.f.). *Evolución Histórica del ARCO como Elemento Estructural en Arquitectura.* Valencia.

Hidalgo, D., Schmidt, V., & Moya, A. (2020). *Recálculo de la relación entre la aceleración pico efectiva y pico para sismos registrados en Costa Rica entre 1983 y 2019.* San José : Universidad de Costa Rica .

Huerta, S. (2004). *Arcos, bóvedas y cúpulas: Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica.* Madrid .

Laboratorio de Ingeniería Sísmica (LIS-UCR). (19 de Abril de 2021). *Informe del sismo del 2019-08-06 a las 15:14:10 (Estación: Biblioteca Pública de Atenas).* Obtenido de http://www.lis.ucr.ac.cr/mapas/2019-08-06-15:15:10/

Laboratorio de Ingeniería Sísmica (LIS-UCR). (19 de Abril de 2021). *Informe del sismo del 2017-05-07 a las 15:11:11 (Estación: Sede UCR, Tacares).* Obtenido de http://www.lis.ucr.ac.cr/mapas/2017-05-07-15:11:11/

Laboratorio de Ingeniería Sísmica (LIS-UCR). (19 de Abril de 2021). *Informe del sismo del 2017-11-12 a las 20:28:23 (Estación: Hospital de Grecia).* Obtenido de http://www.lis.ucr.ac.cr/mapas/2017-11-12-20:29:01/

Laboratorio de Ingeniería Sísmica (LIS-UCR). (19 de Abril de 2021). *Informe del sismo del 2017-11-12 a las 20:28:23 (Estación: Escuela Presbitero Manuel Bernardo G).* Obtenido de http://www.lis.ucr.ac.cr/mapas/2017-11-12-20:29:01/

Laboratorio de Ingeniería Sísmica (LIS-UCR). (19 de Abril de 2021). *Informe del sismo del 2017-11-12 a las 20:28:23 (Estación: Cruz Roja, Orotina).* Obtenido de http://www.lis.ucr.ac.cr/mapas/2017-11-12-20:29:01/

Laboratorio de Ingeniería Sísmica (LIS-UCR). (19 de Abril de 2021). *Informe del sismo del 2017-11-12 a las 20:28:23 (Estación: Puerto Caldera).* Obtenido de http://www.lis.ucr.ac.cr/mapas/2017-11-12-20:29:01/

Martín-Caro, J. (2001). *Análisis estructural de puentes de arco de fábrica. Criterios de comprobación.* Madrid.

Méndez, R. (s.f.). *Puentes con aroma de café .* San José .

Ministerio de Obras Públicas y Transportes . (9 de Agosto de 2021). *Información del Tránsito Promedio Anual* . Obtenido de https://sig.mopt.go.cr:8084/transito/tpd.php

Oppenheim, I. (1992). *The masonry arch as a four-link mechanism under base motion .* Pensilvania.

Pugi, F., & Galassi, S. (2013). *Seismic analysis of masonry voussoir arches according to the Italian building code .* Florencia: Ingegneria Sismica.

Quelhas, B., Cantini, L., Miranda, J., da Porto , F., & Almeida, C. (2014). *Characterization and Reinforcement of Stone Masonry Walls.* Porto: Springer-Verlag Berlin Heidelberg.

Stockdale, G., Sarhosis, V., & Milani, G. (s.f.). *Seismic Capacity and Multi-Mechanism Analysis for Dry-Stack Masonry Arches Subjected to Hinge Control .* Italia .

Stockdale, G., Tiberti, S., Camilletti, D., Sferrazza, G., Basshofi, A., Bertolesi, E., . . . Casolo, S. (2018). *Kinematic collapse load calculator: Circular arches .* MIlán.

Tempesta , G., & Galassi , S. (2019). *Safety evaluation of masonry arches. A numerical procedure based on the thrust line closest to the geometrical axis.* Italia .

Tsige, M., & García, I. (2006). *Propuesta de clasificación geotécnica del "Efecto Sitio" (Amplificación Sísmica) de las fomaciones geológicas de la Región de Murcia.* Madrid.

Zampieri, P. (2014). *Simplified Seismic Vulnerability Assessment of Masonry Arch Bridges.* Trento .

6. Apéndices

6.1. Apéndice A. Desarrollo del análisis sísmico por Código de Construcción Italiano.

6.1.1. Muestra de cálculo para el puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela

Para el desarrollo del análisis sísmico propuesto por el código de construcciones Italiano, se debe seguir una serie de pasos para lograr determinar la aceleración máxima que conlleva a la formación de cuatro rótulas plásticas dentro del arco y por ende, su comportamiento como un mecanismo, llevando la estructura a su colapso.

Inicialmente se propone la definición de un sistema de coordenadas en el cual el arco se considera como la unión de cuatro bloques rígidos, es decir, se subdivide el arco en dovelas de un mismo espesor y con un mismo ángulo de apertura, las cuales se encuentran ubicadas en cuatro puntos característicos (cada una de sus esquinas) en una posición específica en el plano (x, y) y son determinadas a partir de la medida de su radio interno y el espesor del arco.

En la Figura A 1 que se muestra a continuación se representan los cuatro puntos característicos de la dovela mencionados anteriormente y de la misma manera, en esta se representa la dirección (x, y) a utilizar.

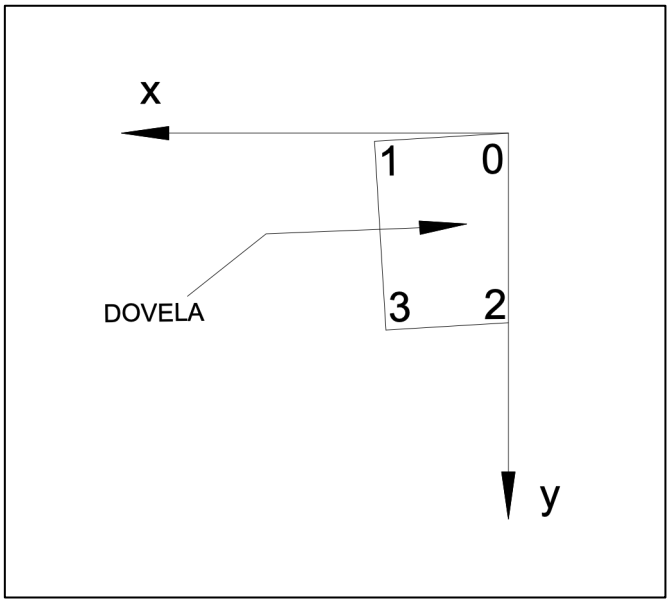

Figura A 1. Representación de puntos característicos en la ubicación de dovelas

El arco en análisis se subdivide en una serie de bloques del mismo espesor como ya fue mencionado, sin embargo, para una representación con mayor precisión del arco en estudio, se propone la discretización del mismo en una mayor cantidad de dovelas, considerando que entre cada una de estas existe una diferencia de 5 grados; al considerarse un arco semicircular, el valor de espesor de cada dovela se obtiene por medio de la ecuación:

- Longitud de medio arco

$$L_{arco} = \pi * r \qquad [10]$$

$$L_{arco} = \pi * 8.25$$

$$L_{arco} = 25.9\, m$$

- Cantidad de dovelas en 90 grados

$$N_{dovelas} = \frac{90}{\alpha} + 1 \qquad [11]$$

$$N_{dovelas} = \frac{90}{5} + 1$$

$$N_{dovelas} = 19$$

- Espesor de las dovelas

$$b_{dovela} = \frac{\frac{L_{arco}}{2}}{N_{dovelas}} \qquad [12]$$

$$b_{dovela} = \frac{\frac{25.9}{2}}{19}$$

$$b_{dovela} = 0.68\, m$$

Con lo anterior se puede concluir que el arco se compone de 38 dovelas con un mismo espesor de 0.68 m.

Consecutivamente, se procede a la ubicación de las dovelas que conforman el arco de la estructura, para este caso se muestra la mitad de las ubicaciones puesto que el arco es simétrico; cabe destacar que la dovela inicial (dovela central) presenta las siguientes ubicaciones fijas por iniciar en el origen de coordenadas (ver Cuadro A 1):

Cuadro A 1. Ubicaciones fijas para la dovela central

Punto	x	y
0	0	0
2	0	1.6

La ubicación de los puntos característicos de las siguientes dovelas que conforman el arco es posible determinarlo por medio de las ecuaciones:

- Punto 0:

$$(x,y)_0^n = (x,y)_1^{n-1} \qquad [13]$$

- Punto 1:

$$x_1^n = x_0^n + \left(b + h * \left(tan\left(\frac{\alpha^{`n}}{2}\right) + tan\left(\frac{\alpha^{`n+1}}{2}\right)\right)\right) * \cos\left(\alpha^n\right) \qquad [14]$$

$$y_1^n = y_0^n + \left(b + h * \left(tan\left(\frac{\alpha^{`n}}{2}\right) + tan\left(\frac{\alpha^{`n+1}}{2}\right)\right)\right) * sin\left(\alpha^n\right) \qquad [15]$$

- Punto 2:

$$(x,y)_2^n = (x,y)_3^{n-1} \qquad [16]$$

- Punto 3:

$$x_3^n = x_2^n + b * \cos\left(\alpha^n\right) \qquad [17]$$

$$y_3^n = y_2^n + b * sin\left(\alpha^n\right) \qquad [18]$$

Donde:

x_k^n : Coordenada x del punto k de la n-ésima dovela

y_k^n : Coordenada y del punto k de la n-ésima dovela

b : Ancho de la dovela

h : Altura de la dovela

α^n : Ángulo de apertura de la dovela

$\alpha^{`n}$: Diferencia de ángulo de apertura entre dovelas

A partir de las ecuaciones y valores definidos anteriormente, se tiene que las ubicaciones de las dovelas que componen el arco son:

Cuadro A 2. Ubicación de las dovelas que componen la mitad del arco

Dovela	**Ángulo de apertura**		**Coordenadas (m)**							
	Total (°)	Diferencia (°)	x_0	y_0	x_1	y_1	x_2	y_2	x_3	y_3
1	0	0	0.00	0.00	0.76	0.00	0.00	1.60	0.68	1.60
2	5	5	0.76	0.00	1.59	0.07	0.68	1.60	1.36	1.66
3	10	5	1.59	0.07	2.41	0.22	1.36	1.66	2.03	1.78
4	15	5	2.41	0.22	3.21	0.43	2.03	1.78	2.69	1.95
5	20	5	3.21	0.43	3.99	0.72	2.69	1.95	3.33	2.19
6	25	5	3.99	0.72	4.75	1.07	3.33	2.19	3.95	2.48
7	30	5	4.75	1.07	5.47	1.49	3.95	2.48	4.54	2.82
8	35	5	5.47	1.49	6.15	1.96	4.54	2.82	5.10	3.21
9	40	5	6.15	1.96	6.79	2.50	5.10	3.21	5.62	3.64
10	45	5	6.79	2.50	7.38	3.09	5.62	3.64	6.10	4.13
11	50	5	7.38	3.09	7.92	3.72	6.10	4.13	6.54	4.65
12	55	5	7.92	3.72	8.39	4.41	6.54	4.65	6.93	5.21
13	60	5	8.39	4.41	8.81	5.13	6.93	5.21	7.27	5.80
14	65	5	8.81	5.13	9.16	5.88	7.27	5.80	7.56	6.41
15	70	5	9.16	5.88	9.45	6.67	7.56	6.41	7.80	7.06
16	75	5	9.45	6.67	9.67	7.47	7.80	7.06	7.97	7.71
17	80	5	9.67	7.47	9.81	8.29	7.97	7.71	8.09	8.38
18	85	5	9.81	8.29	9.88	9.12	8.09	8.38	8.15	9.06
19	90	5	9.88	9.12	9.88	9.88	8.15	9.06	8.15	9.75

A partir de los datos obtenidos hasta este punto, es posible modelar el arco segmentado en las dovelas definidas, tal y como se observa en la Figura A 2.

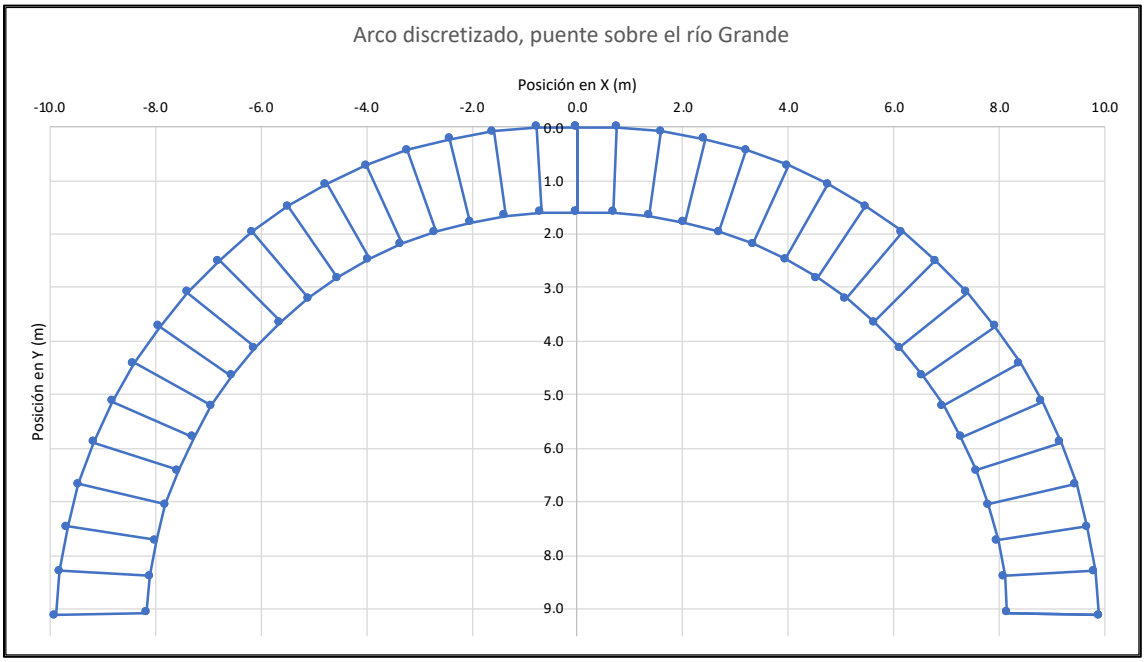

Figura A 2. Arco discretizado para el puente sobre el río Grande

Consecutivamente, se procede con el cálculo del área, volumen y peso de cada dovela componente del arco por medio de las siguientes ecuaciones:

- Área:

$$A^n = b * h \qquad [19]$$

- Volumen:

$$V^n = A^n * L \qquad [20]$$

- Peso:

$$P^n = V^n * \gamma_m \qquad [21]$$

Donde:

b : Ancho de la dovela

h : Altura de la dovela

A^n : Área de la dovela

V^n : Volumen de la dovela

L : Ancho del puente

P^n : Peso de la dovela

γ_m : Densidad del material

A partir de las ecuaciones anteriores y bajo la definición tomada de dovelas con un espesor igual, se tiene que el área, volumen y peso de cada dovela es:

Cuadro A 3. Área, volumen y peso de cada dovela en el arco

Dovela	Área (m^2)	Volumen (m^3)	Peso (kg)
n	1.09	7.09	12761.6

Definidas las dovelas que componen el arco, es posible modelar el relleno que le corresponde a cada una de estas, es decir, el valor de material soportante correspondiente a la proyección horizontal de la separación de sus vértices exteriores. A partir de esto se logra obtener la siguiente representación gráfica:

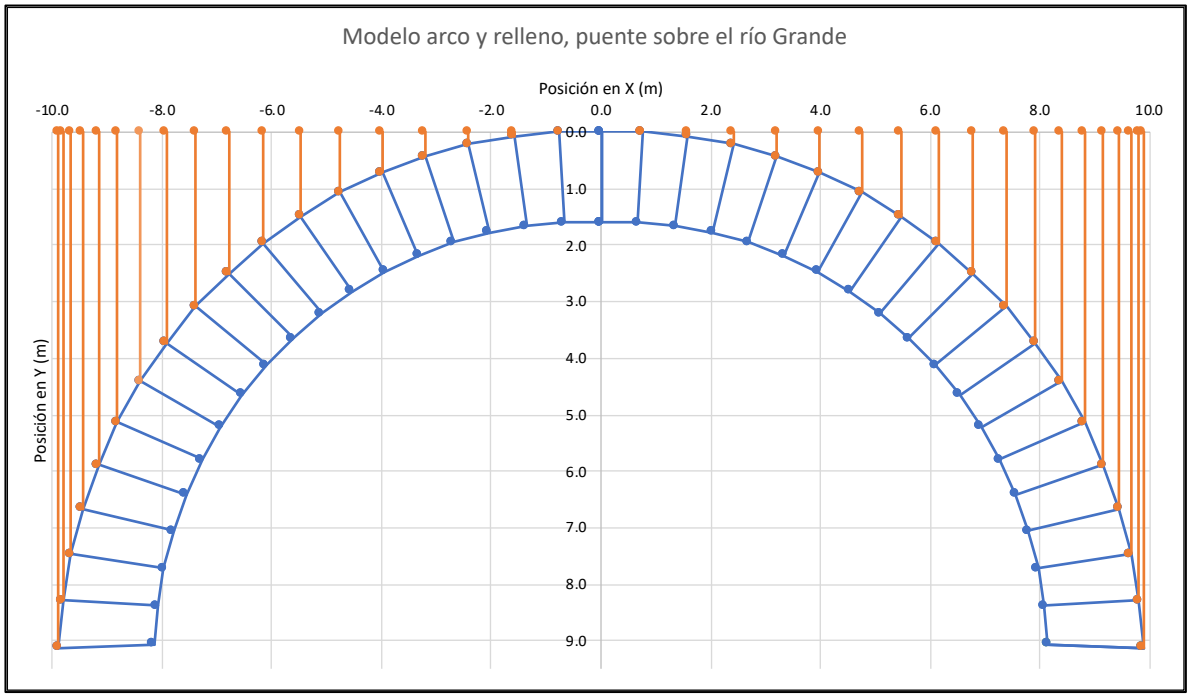

Figura A 3. Modelo arco y relleno para el puente sobre el río Grande

Consecutivamente, se procede con el cálculo del área, volumen y peso de cada trapecio de relleno que debe soportar cada una de las dovelas del arco, utilizando las siguientes ecuaciones:

- Altura de trapecio:

$$l = x_1 - x_0$$

- Área:

$$A_{relleno}^{n} = (b_{mayor} + b_{menor}) * \frac{l}{2} \qquad [22]$$

- Volumen:

$$V_{relleno}^{n} = A_{relleno}^{n} * L \qquad [23]$$

- Peso:

$$P_{relleno}^{n} = V_{relleno}^{n} * \gamma_m \qquad [24]$$

Donde:

$A_{relleno}^{n}$	:	Área del trapecio de relleno
$V_{relleno}^{n}$	:	Volumen del trapecio de relleno
$P_{relleno}^{n}$	:	Peso del trapecio de relleno
b_{mayor}	:	Base mayor del trapecio
b_{menor}	:	Base menor del trapecio
l	:	Altura del trapecio de relleno
γ_m	:	Densidad del material

A partir de estas ecuaciones, se obtiene que el peso que debe soportar cada dovela debido al relleno que se encuentra sobre esta presenta los siguientes valores (ver Cuadro A 4):

Cuadro A 4. Peso del relleno soportado correspondiente a cada dovela

Dovela	b_{mayor} (m)	b_{menor} (m)	l (m)	Área (m^2)	Volumen (m^3)	Peso (ton)
1	0.00	0.00	0.76	0.00	0.00	0.00
2	0.07	0.00	0.83	0.03	0.20	0.35
3	0.22	0.07	0.82	0.12	0.77	1.39
4	0.43	0.22	0.80	0.26	1.70	3.06
5	0.72	0.43	0.78	0.45	2.93	5.27
6	1.07	0.72	0.75	0.67	4.38	7.89
7	1.49	1.07	0.72	0.92	5.99	10.78
8	1.96	1.49	0.68	1.18	7.65	13.77
9	2.50	1.96	0.64	1.42	9.25	16.66
10	3.09	2.50	0.59	1.65	10.70	19.25
11	3.72	3.09	0.54	1.82	11.86	21.35
12	4.41	3.72	0.48	1.94	12.63	22.74
13	5.13	4.41	0.42	1.99	12.92	23.25
14	5.88	5.13	0.35	1.94	12.61	22.70
15	6.67	5.88	0.29	1.79	11.64	20.95
16	7.47	6.67	0.22	1.53	9.93	17.87
17	8.29	7.47	0.15	1.14	7.44	13.39
18	9.12	8.29	0.07	0.64	4.14	7.46

Consecutivamente a lo realizado, se debe tomar en cuenta el peso que aporta la barrera vehicular sobre el puente, que para este caso presenta una altura de 1.30 m y un espesor de 0.35 m, por ende, la contribución en peso se muestra en el cuadro a continuación:

Cuadro A 5. Contribución en peso por parte de la barrera vehicular sobre las dovelas del arco

Dovela	Ancho (m)	Espesor de barrera (m)	Altura de barrera (m)	Peso de barrera (kg)
1	0.76	0.35	1.3	620.2
2	0.83	0.35	1.3	679.6
3	0.82	0.35	1.3	671.8

Dovela	Ancho (m)	Espesor de barrera (m)	Altura de barrera (m)	Peso de barrera (kg)
4	0.80	0.35	1.3	659.0
5	0.78	0.35	1.3	641.1
6	0.75	0.35	1.3	618.3
7	0.72	0.35	1.3	590.9
8	0.68	0.35	1.3	558.9
9	0.64	0.35	1.3	522.7
10	0.59	0.35	1.3	482.6
11	0.54	0.35	1.3	438.7
12	0.48	0.35	1.3	391.6
13	0.42	0.35	1.3	341.4
14	0.35	0.35	1.3	288.7
15	0.29	0.35	1.3	233.7
16	0.22	0.35	1.3	177.0
17	0.15	0.35	1.3	118.9
18	0.07	0.35	1.3	60.0

Consecutivamente, el código establece para el análisis la división del arco en cuatro segmentos iguales y colocados de manera simétrica, por esta razón cada segmento estará compuesto por nueve de las dovelas definidas anteriormente y así podrá definirse la siguiente discretización:

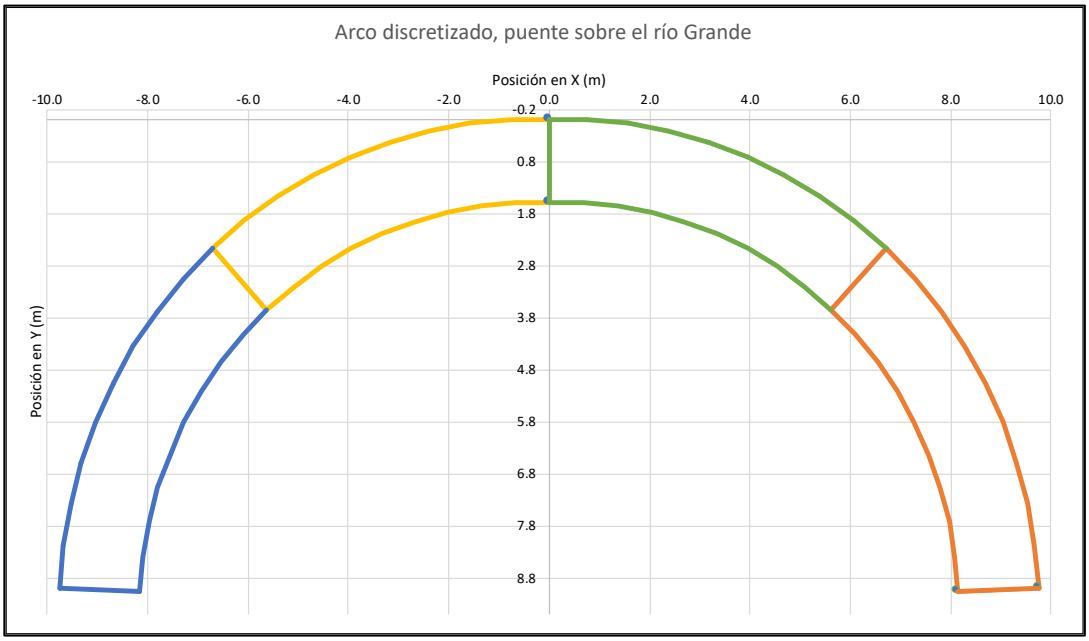

Figura A 4. Discretización del arco según el Código de Construcción Italiano

Cuadro A 6. Código de identificación de segmentos en el arco de la Figura A 4

Segmento	Color de Identificación
1	
2	
3	
4	

Con la segmentación establecida anteriormente, se procede al cálculo del peso contributivo que presenta cada dovela referido al peso propio que esta presenta, además de la carga del material soportando encima de la misma (material de relleno y barrera vehicular). Primeramente se calcula el peso de las dovelas, contemplado como la contribución de nueve dovelas de la segmentación realizada en la Figura A 2:

- Peso de dovela:

$$P_i = 9 * P^n \qquad [25]$$

$$P_i = 9 * 12.8 = 115.2\ ton$$

- Peso del relleno:

$$P_{rj} = \sum_{i=0}^{9} P_{relleno}^{i} \qquad [26]$$

- Peso de barrera vehicular:

$$P_{bj} = \sum_{i=0}^{9} P_{barrera}^{i} \qquad [27]$$

Con lo anterior, es posible definir que la contribución que existe sobre cada dovela del arco presenta las siguientes magnitudes:

Cuadro A 7. Contribución en peso que presenta cada una de las dovelas

Contribución	**Dovela**	**Peso (ton)**
Peso propio	1	115.20
	2	115.20
	3	115.20
	4	115.20
Relleno	1	164.29
	2	57.53
	3	57.53
	4	164.29
Barrera vehicular	1	2.50
	2	5.49
	3	5.49
	4	2.50

Consecutivamente, se debe determinar la ubicación de aplicación de los pesos que aportan sobre cada dovela del arco, ya que, a partir de estas se define la rotación que presenta el arco en el trabajo virtual, por ende, el factor de colapso que conducirá a la determinación de la aceleración de colapso que provoca el mecanismo en la estructura.

El valor del eje de aplicación de las cargas se define según la Figura A 5, la cual considera el centroide según el tipo de figura geométrica, de manera que las cargas sobre el arco se vean representadas como en la Figura A 6.

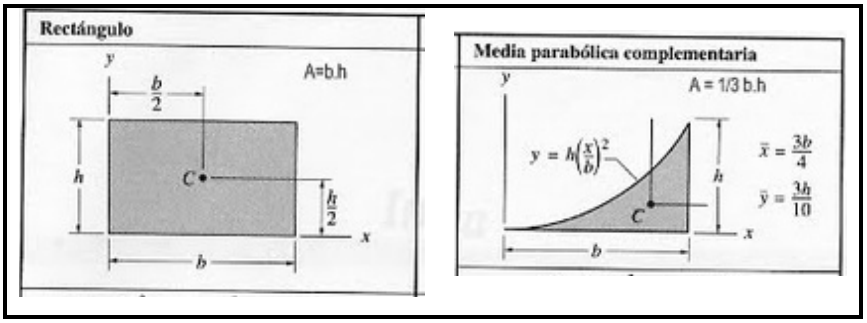

Figura A 5. Centroide según figura geométrica

Fuente: (Damian, 2020)

Modificado por: (Castillo, 2021)

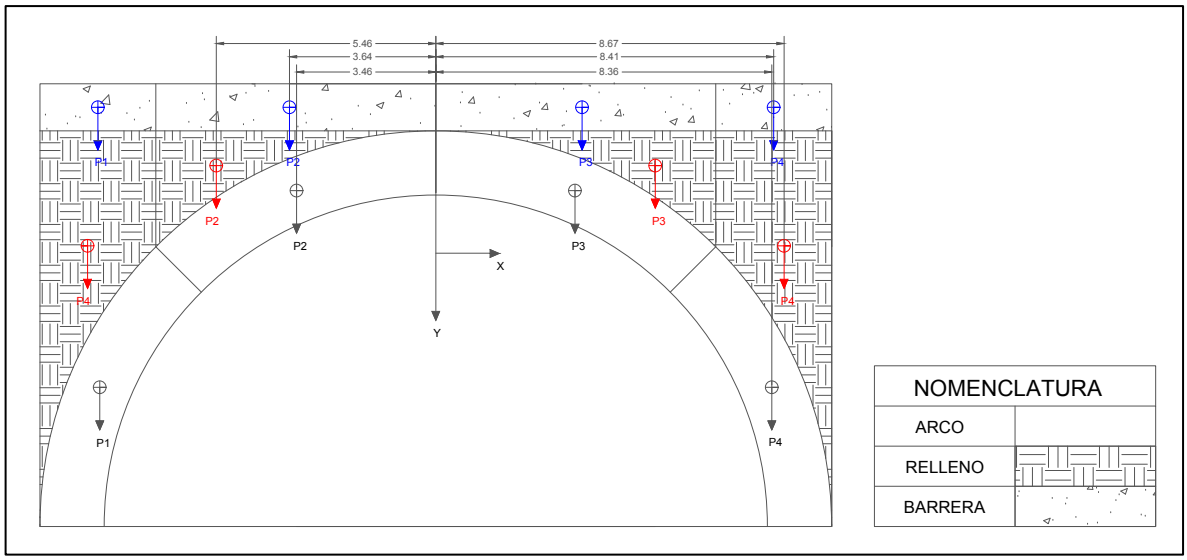

Figura A 6. Ubicación de las cargas participantes en el modelo de arco

Con la división realizada y considerando una dirección de aceleración sísmica izquierda a derecha, la ubicación de las cuatro rótulas plásticas se encuentra definida de manera única. Se debe señalar que el Código de Construcción Italiano (que en adelante se considerará como CCI, por las siglas de su traducción al español) establece en el análisis que uno de los segmentos (este caso el 1) se mantiene fijo, por ende, no presenta ninguna rotación ni

desplazamiento por la acción sísmica. Lo anterior, se ve representado en la figura a continuación:

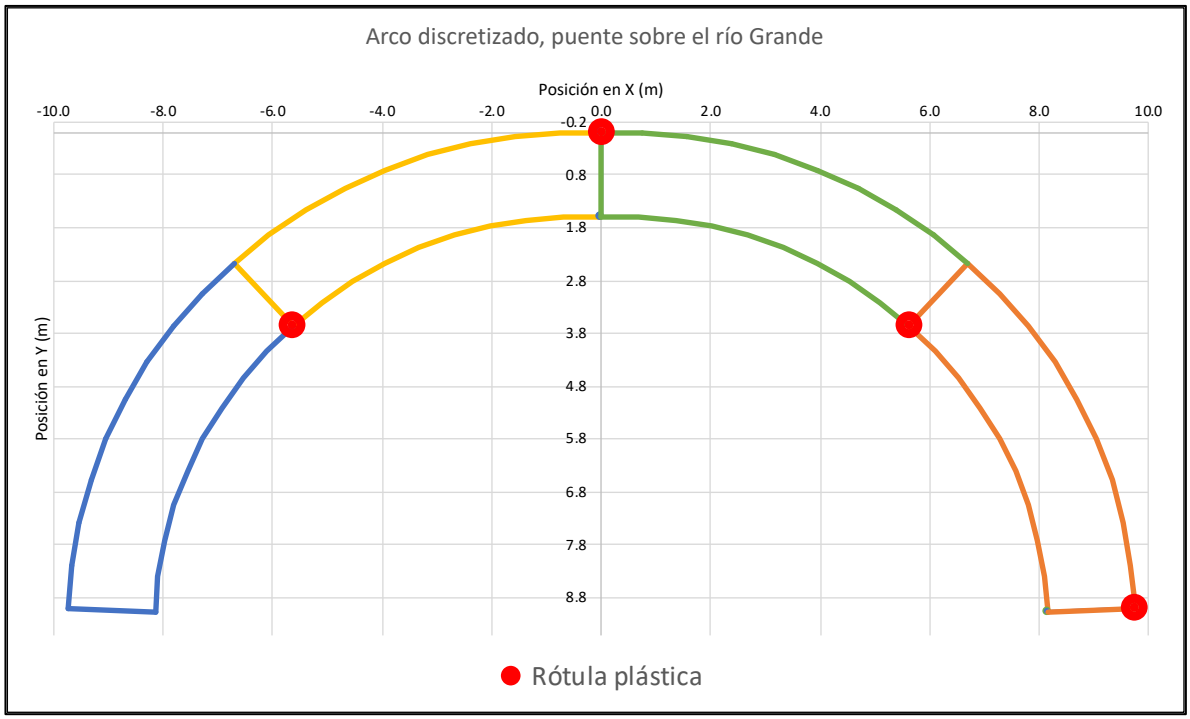

Figura A 7. Ubicación de rótulas plásticas debido a la acción sísmica

La determinación del ángulo de rotación ($\theta 1$) que produce la formación del mecanismo dentro de la estructura proviene de un proceso iterativo en el cual la rotación determinada en conjunto con los desplazamientos virtuales que produce permitan que se cumpla que el principio de trabajo virtual sea igual a cero. Para lo descrito anteriormente, la Figura A 8 permite representar la rotación y los desplazamientos virtuales que se producen, de la misma forma, la ecuación [25] permite la derivación de la rotación de colapso.

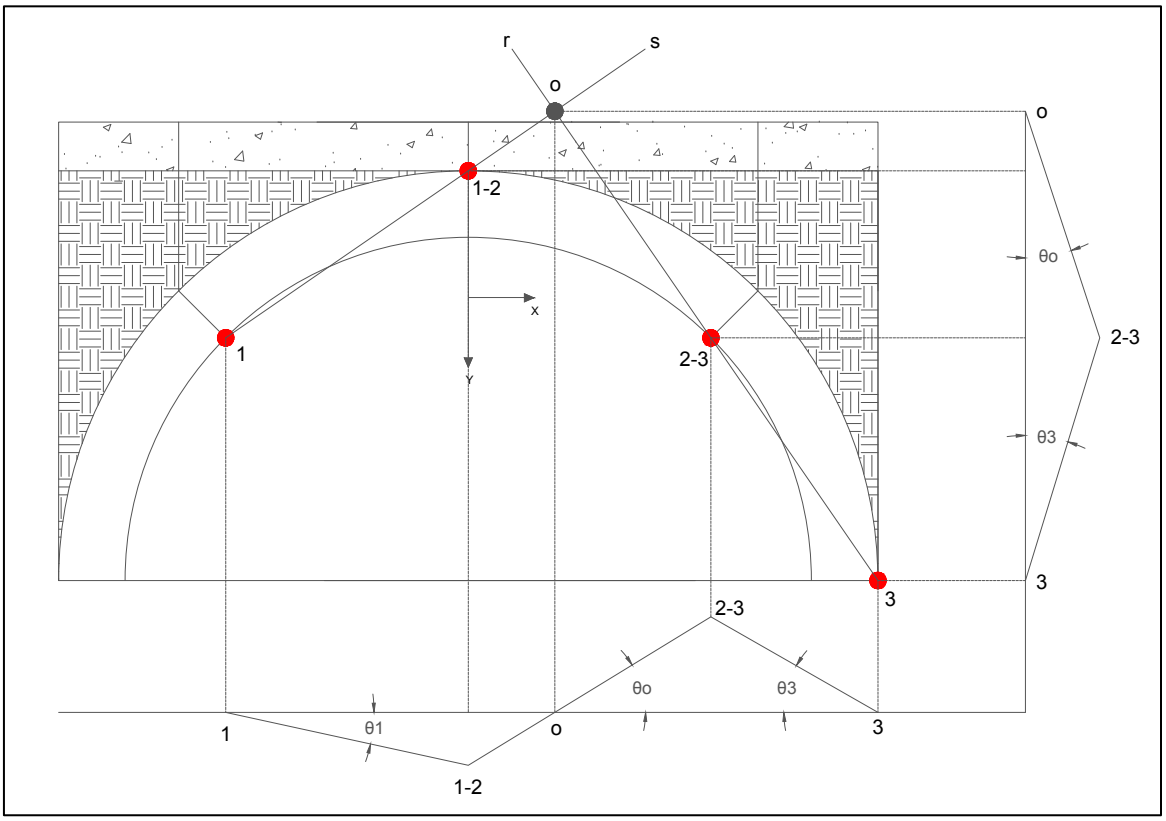

Figura A 8. Ángulo de rotación para el mecanismo de colapso

- Principio de Trabajo Virtual para la determinación del multiplicador de carga sísmica (α_0):

$$0 = \alpha_0 \sum_i (P_i + P_j)\, \delta_{x,i} - \sum_j P_j \delta_{y,j} - \sum_i P_i \delta_{y,i} \qquad [28]$$

Donde:

P_j : Cargas debida a relleno y barrera vehicular

P_i : Carga debido al peso del arco

$\delta_{y,j}$: Desplazamiento virtual de las cargas P_j en la dirección "y"

$\delta_{y,i}$: Desplazamiento virtual de las cargas P_i en la dirección "y"

$\delta_{x,i}$: Desplazamiento virtual de las cargas $(P_i + P_j)$en la dirección "x"

α_0 : Multiplicador de carga sísmica

Por medio de la ecuación [25] y el Cuadro A 7 es posible determinar el multiplicador de carga sísmica. Debe destacarse que, a pesar que se evidencia la necesidad de conocer el ángulo de rotación ($\theta 1$) de la estructura deformada para así determinar los desplazamientos virtuales, toda la ecuación es dependiente de este ángulo directamente o por medio de relaciones triangulares, por ende, al ser un término común de la ecuación y esta encontrarse igualada a cero, el valor puede eliminarse.

Los desplazamientos virtuales que ocurren en la estructura se obtiene por medio de mediciones geométricas, de esta manera y aplicando la ecuación del Principio de Trabajo Virtual se obtiene el Cuadro A 8 y por consiguiente un valor del multiplicador de carga sísmica ($\alpha_0 = 0.5705$).

Cuadro A 8. Aplicación del Principio de Trabajo Virtual

Dovela	$\sum_i \boldsymbol{P_i \delta_{y,i}}$	$\sum_j \boldsymbol{P_j \delta_{y,j}}$	$\sum_i (\boldsymbol{P_i} + \boldsymbol{P_j})\, \boldsymbol{\delta_{x,i}}$
2	273.02	33.53	450.45
3	56.79	72.40	185.81
4	65.51	76.03	375.60

La aceleración que desencadena el colapso de la estructura (a_o^*) se obtiene con la aplicación de las ecuaciones propuestas en el CCI:

- Aceleración de colapso:

$$a_o^* = \frac{\alpha_0 \sum_1^{n+1} P_i}{M^*} \qquad [29]$$

- Masa participativa:

$$M^* = \frac{\left(\sum_1^{n+1} P_i\, \delta_{x,i}\right)^2}{g * \sum_1^{n+1} P_i\, \delta_{x,i}^2} \qquad [30]$$

Para las dovelas participantes del análisis y en solución de las ecuaciones [29] y [30] se tiene:

Cuadro A 9. Términos participantes de la ecuación de masa participativa

Dovela	$\boldsymbol{P_i \delta_{y,i}}$	$\boldsymbol{P_i \delta_{y,i}^2}$
2	153.45	1 605.60
3	120.11	125.22
4	291.17	291.17

De esta forma se obtiene un valor de masa participativa en el análisis ($M^* = 299.29/g$) y consecutivamente un valor de aceleración de colapso ($a_o^* = 0.6587\ g$).

Finalmente, de modo que se logre evaluar la estabilidad del puente ante un eventual sismo de diseño (sismo con magnitud igual a la amenaza sísmica) se procede con el cálculo de un factor de seguridad para la estructura basado en una relación entre la aceleración de colapso y la demanda sísmica de la estructura, tal y como se presenta en la ecuación [31]:

$$FS = \frac{aceleración\ de\ colapso}{demanda\ sísmica} \qquad [31]$$

Así, se logra determinar que el puente sobre el río Grande, La Garita de Alajuela presenta un factor de seguridad ante carga sísmica ($FS = 0.59$)

6.1.2. Muestra de cálculo para el puente sobre el Jesús María, San Mateo de Alajuela

De manera similar a como fue desarrollado anteriormente, para el análisis sísmico del puente sobre el río Jesús María, se considera la definición de un sistema de coordenadas en el cual el arco se considera como la unión de bloques rígidos (dovelas) de un mismo espesor y con un mismo ángulo de apertura, las cuales se encuentran ubicadas en cuatro puntos característicos (cada una de sus esquinas) en una posición específica en le plano (x, y), las cuales son determinadas a partir de la medida de su radio interno y el espesor del arco. La descripción anterior se esquematiza por medio de la Figura A 1.

Para una representación con mayor exactitud del arco en análisis, se propone la división del mismo en 38 dovelas (19 dovelas simétricamente respecto al eje Y). Se procede a la ubicación de las dovelas de la estructura, para este caso en el Cuadro A 10 se muestran las posiciones fijas que presenta la dovela central del arco y en el Cuadro A 11 se presenta la ubicación de la mitad de las dovelas componentes del arco.

Cuadro A 10. Posiciones fijas de la dovela central

Punto	x	y
0	0	5.5
2	0	4.3

Cuadro A 11. Ubicación de las dovelas que componen la mitad del arco

Dovela	Ángulo de apertura		Coordenadas (m)							
	Total (°)	Diferencia (°)	x_0	y_0	x_1	y_1	x_2	y_2	x_3	y_3
1	0	0	0.00	5.50	0.48	5.48	0.00	4.30	0.37	4.28
2	5	5	0.48	5.48	0.95	5.42	0.37	4.28	0.75	4.23
3	10	5	0.95	5.42	1.42	5.31	0.75	4.23	1.11	4.15
4	15	5	1.42	5.31	1.88	5.17	1.11	4.15	1.47	4.04
5	20	5	1.88	5.17	2.32	4.99	1.47	4.04	1.82	3.90
6	25	5	2.32	4.99	2.75	4.76	1.82	3.90	2.15	3.72
7	30	5	2.75	4.76	3.15	4.51	2.15	3.72	2.47	3.52
8	35	5	3.15	4.51	3.53	4.21	2.47	3.52	2.76	3.29

Dovela	Ángulo de apertura		Coordenadas (m)							
	Total (°)	Diferencia (°)	x_0	y_0	x_1	y_1	x_2	y_2	x_3	y_3
9	40	5	3.53	4.21	3.89	3.89	2.76	3.29	3.04	3.04
10	45	5	3.89	3.89	4.21	3.54	3.04	3.04	3.29	2.77
11	50	5	4.21	3.54	4.50	3.16	3.29	2.77	3.52	2.47
12	55	5	4.50	3.16	4.76	2.75	3.52	2.47	3.72	2.15
13	60	5	4.76	2.75	4.98	2.33	3.72	2.15	3.90	1.82
14	65	5	4.98	2.33	5.17	1.88	3.90	1.82	4.04	1.47
15	70	5	5.17	1.88	5.31	1.43	4.04	1.47	4.15	1.12
16	75	5	5.31	1.43	5.42	0.96	4.15	1.12	4.23	0.75
17	80	5	5.42	0.96	5.48	0.48	4.23	0.75	4.28	0.38
18	85	5	5.48	0.48	5.50	0.00	4.28	0.38	4.30	0.00
19	90	5	5.50	0.00	5.50	0.00	4.30	0.00	0.00	4.30

La ubicación de los puntos característicos de cada dovela se determina por medio de las ecuaciones [13] – [18] y la representación esquemática se encuentra representada en la Figura A 9.

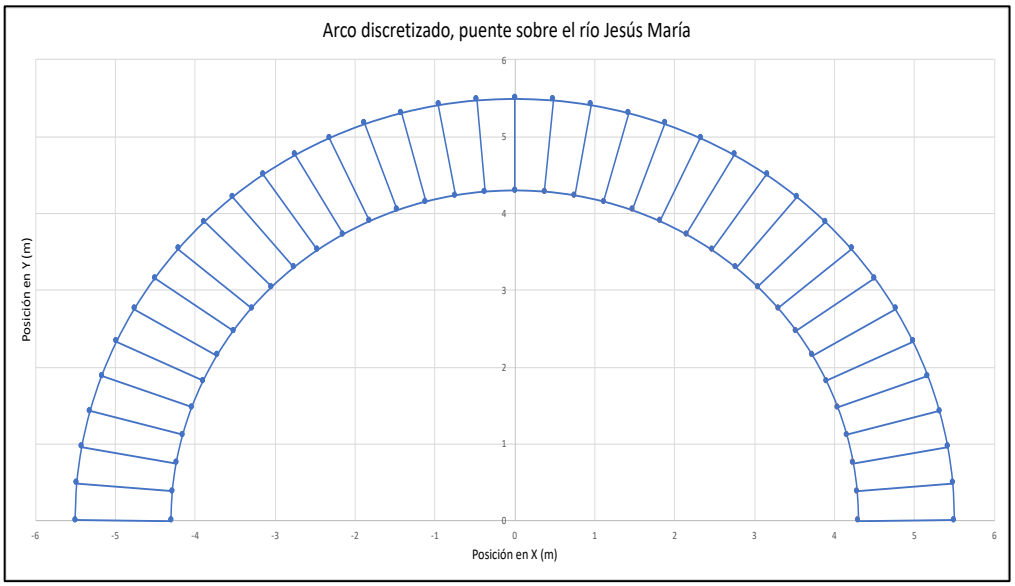

Figura A 9. Arco discretizado para el puente sobre el río Jesús María

Consecutivamente, se procede con el cálculo del área, volumen y peso de cada dovela componente del arco, estas se calculan por medio de las ecuaciones [19] – [21]. Bajo la definición tomada de dovelas con un espesor igual, se tiene que el área, volumen y peso de cada dovela es:

Cuadro A 12. Área, volumen y peso de cada dovela en el arco

Dovela	Área (m^2)	Volumen (m^3)	Peso (kg)
n	0.43	2.98	5370

Definidas las dovelas que componen el arco, es posible modelar el relleno que le corresponde a cada una de estas, es decir, el valor de material soportante correspondiente a la proyección horizontal de la separación de sus vértices exteriores. A partir de esto se logra obtener la siguiente representación gráfica:

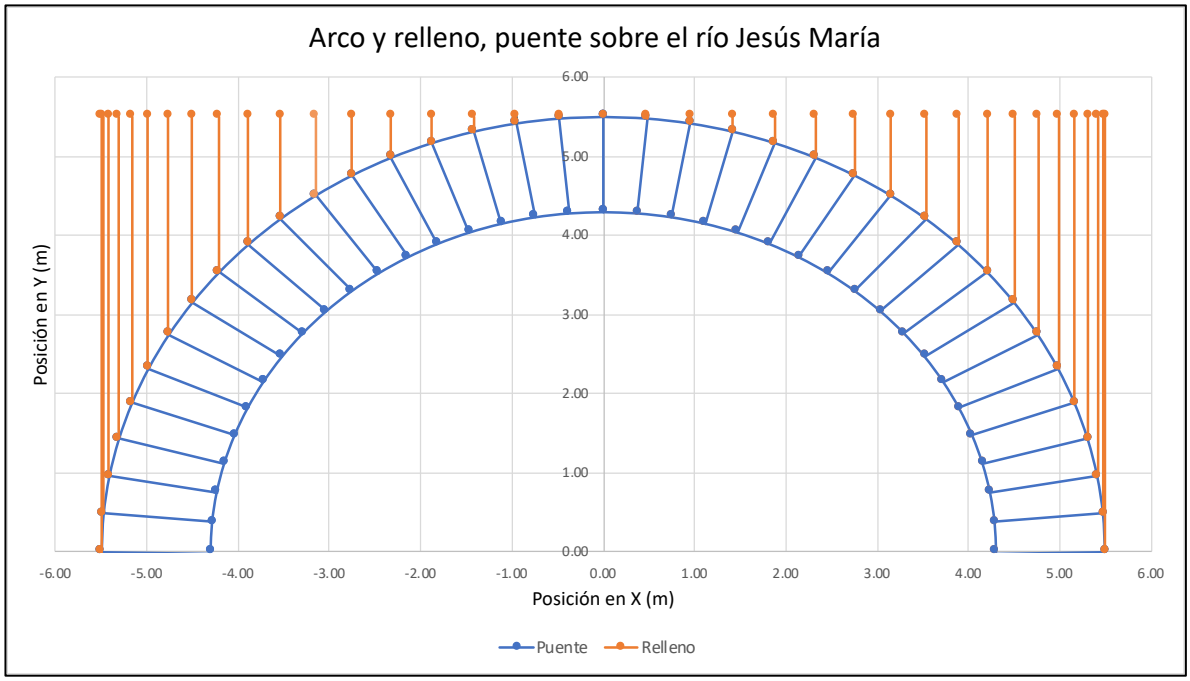

Figura A 10. Modelo arco y relleno para el puente sobre el río Jesús María

Consecutivamente, se procede con el cálculo del área, volumen y peso de cada trapecio de relleno que debe soportar cada una de las dovelas del arco. Para este cálculo se utilizan las ecuaciones [22] – [23] y los resultados se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro A 13. Peso del relleno soportado correspondiente a cada dovela

Dovela	b_{mayor} (m)	b_{menor} (m)	l (m)	Área (m^2)	Volumen (m^3)	Peso (ton)
1	0.02	0.00	0.48	0.01	0.04	0.06
2	0.08	0.02	0.48	0.02	0.17	0.31
3	0.19	0.08	0.47	0.06	0.44	0.80
4	0.33	0.19	0.46	0.12	0.83	1.49
5	0.51	0.33	0.44	0.19	1.31	2.36
6	0.74	0.51	0.43	0.27	1.86	3.35
7	0.99	0.74	0.40	0.35	2.45	4.41
8	1.29	0.99	0.38	0.43	3.04	5.46
9	1.61	1.29	0.35	0.51	3.58	6.45
10	1.96	1.61	0.32	0.58	4.05	7.29
11	2.34	1.96	0.29	0.63	4.40	7.92
12	2.75	2.34	0.26	0.66	4.59	8.27
13	3.17	2.75	0.22	0.66	4.59	8.27
14	3.62	3.17	0.18	0.62	4.37	7.86
15	4.07	3.62	0.14	0.56	3.89	7.00
16	4.54	4.07	0.10	0.45	3.14	5.65
17	5.02	4.54	0.06	0.30	2.11	3.79
18	5.50	5.02	0.02	0.11	0.78	1.41

Consecutivamente a lo realizado, se debe tomar en cuenta el peso que aporta la barrera vehicular sobre el puente, que para este caso presenta una altura de 1.30 m y un espesor de 0.35 m, por ende, la contribución en peso se muestra en el cuadro a continuación:

Cuadro A 14. Contribución en peso por parte de la barrera vehicular sobre las dovelas del arco

Dovela	Ancho (m)	Espesor de barrera (m)	Altura de barrera (m)	Peso de barrera (kg)
1	0.48	0.35	1.3	392.4
2	0.48	0.35	1.3	389.4
3	0.47	0.35	1.3	383.5
4	0.46	0.35	1.3	374.6
5	0.44	0.35	1.3	362.9
6	0.43	0.35	1.3	348.4
7	0.40	0.35	1.3	331.3
8	0.38	0.35	1.3	311.7
9	0.35	0.35	1.3	289.7
10	0.32	0.35	1.3	265.5
11	0.29	0.35	1.3	239.2
12	0.26	0.35	1.3	211.2
13	0.22	0.35	1.3	181.6
14	0.18	0.35	1.3	150.5
15	0.14	0.35	1.3	118.3
16	0.10	0.35	1.3	85.3
17	0.06	0.35	1.3	51.6
18	0.02	0.35	1.3	17.4

Para la aplicación de la metodología de análisis sísmico según el CCI, se establece la división del arco en cuatro segmentos iguales y colocados de manera simétrica, por esta razón cada uno de ellos estará compuesto por nueve dovelas de la definición anterior. Por medio de la Figura A 11 se representa la división de segmentos establecida por el CCI.

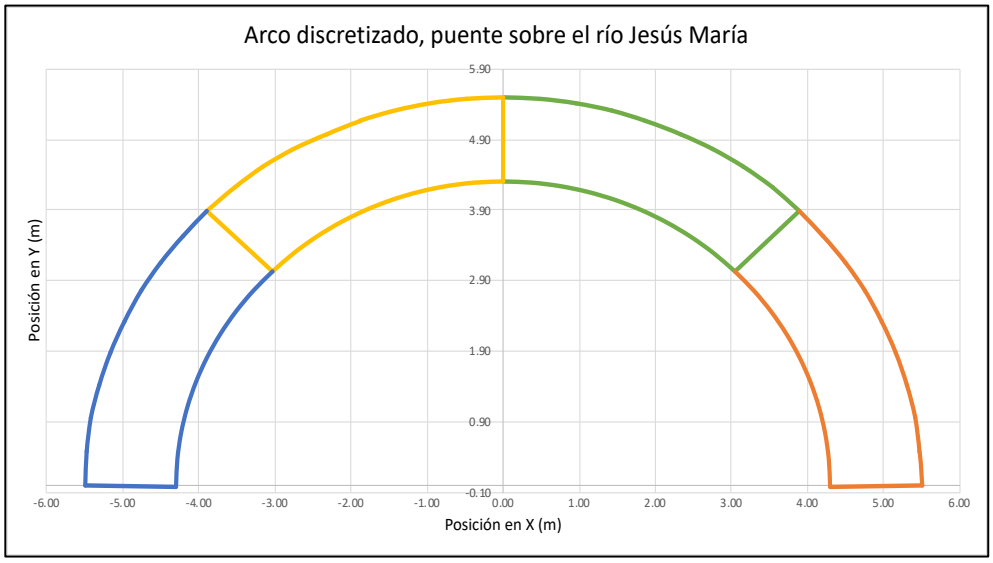

Figura A 11. Discretización del arco según el Código de Construcción Italiano

Cuadro A 15. Código de identificación de segmentos en el arco de la Figura A 11

Segmento	Color de Identificación
1	
2	
3	
4	

Con la división establecida en la Figura A 11, se procede al cálculo del peso contributivo que presenta cada dovela, referido al peso propio de la misma en conjunto con la carga soportada por encima de esta (material de relleno y barrera vehicular). Estos valores se obtienen por medio de las ecuaciones [25] - [27], con lo cual es posible definir que la contribución que existe sobre cada dovela presenta las siguientes magnitudes:

Cuadro A 16. Contribución en peso que presenta cada una de las dovelas

Contribución	Dovela	Peso (ton)
Peso propio	1	48.35
	2	48.35
	3	48.35

Contribución	Dovela	Peso (ton)
Peso propio	4	48.35
Relleno	1	57.47
	2	24.71
	3	24.71
	4	57.47
Barrera vehicular	1	1.32
	2	3.18
	3	3.18
	4	1.32

Consecutivamente, se debe determinar la ubicación de aplicación de los pesos que aportan sobre cada dovela del arco, ya que, a partir de estas se define la rotación que presenta el arco en el trabajo virtual, por ende, el factor de colapso que conducirá a la determinación de la aceleración de colapso que provoca el mecanismo en la estructura.

El valor del eje de aplicación de las cargas se define según la Figura A 5, la cual considera el centroide según el tipo de figura geométrica, de manera que las cargas sobre el arco se vean representadas como en la Figura A 12.

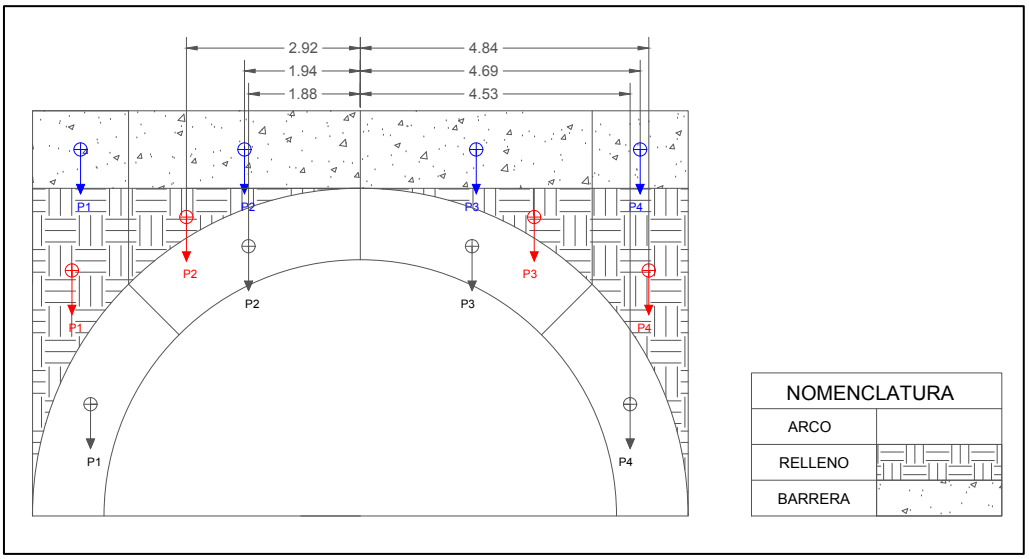

Figura A 12. Ubicación de las cargas participantes en el modelo de arco

Con la división realizada y considerando una dirección de aceleración sísmica izquierda a derecha, la ubicación de las cuatro rótulas plásticas se encuentra definida de manera única. Se debe señalar que el CCI establece en el análisis que uno de los segmentos (este caso el 1) se mantiene fijo, por ende, no presenta ninguna rotación ni desplazamiento por la acción sísmica. Lo anterior, se ve representado en la figura a continuación:

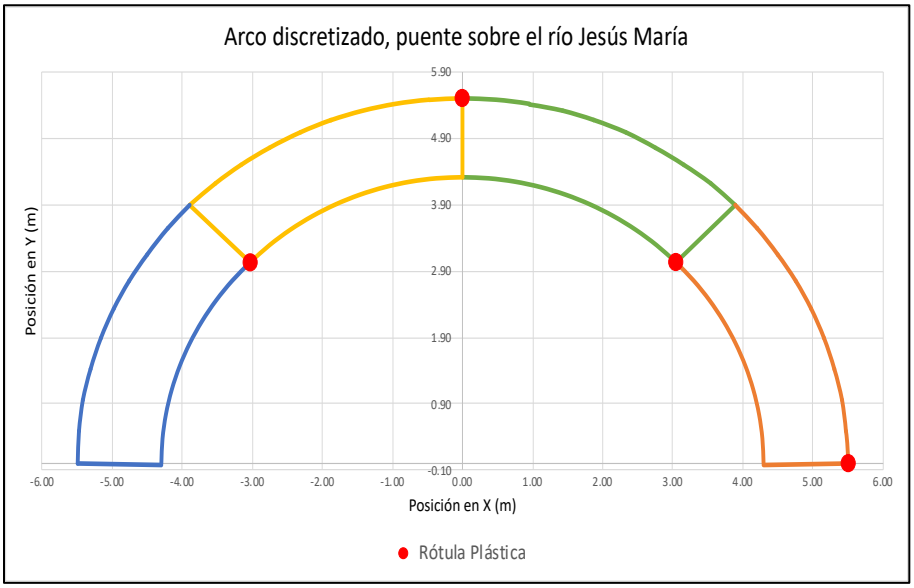

Figura A 13. Ubicación de rótulas plásticas debido a la acción sísmica

La determinación de la aceleración de colapso o aceleración que provoca la formación del mecanismo dentro de la estructura se obtiene a partir de la aplicación del Principio de Trabajo Virtual (ecuación [28]). Para determinar el multiplicador de carga sísmica (α_0) es necesario conocer la rotación que ocurre en el arco debido a la acción sísmica y los desplazamientos virtuales que esta provoca sobre las cargas reales de la estructura. La Figura A 14 representa en formato de esquema las variables mencionadas anteriormente, de manera que el multiplicador de carga sísmica sea posible de derivar.

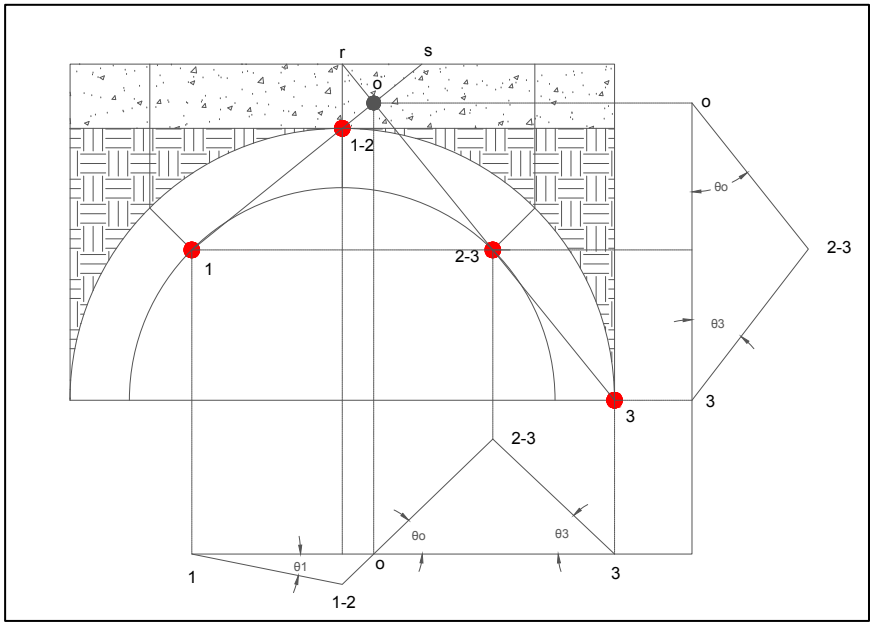

Figura A 14. Ángulo de rotación para el mecanismo de colapso

Por medio de la ecuación [28] y el Cuadro A 16 es posible determinar el multiplicador de carga sísmica. Debe destacarse que, a pesar que se evidencia la necesidad de conocer el ángulo de rotación ($\theta 1$) de la estructura deformada para así determinar los desplazamientos virtuales, toda la ecuación es dependiente de este ángulo directamente o por medio de relaciones triangulares, por ende, al ser un término común de la ecuación y esta encontrarse igualada a cero, el valor puede eliminarse.

Los desplazamientos virtuales que ocurren en la estructura se obtiene por medio de mediciones geométricas, de esta manera y aplicando la ecuación del Principio de Trabajo Virtual se obtiene el Cuadro A 17 y por consiguiente un valor del multiplicador de carga sísmica ($\alpha_0 = 0.5916$).

Cuadro A 17. Aplicación del Principio de Trabajo Virtual

Dovela	$\sum_i \boldsymbol{P_i \delta_{y,i}}$	$\sum_j \boldsymbol{P_j \delta_{y,j}}$	$\sum_i \boldsymbol{(P_i + P_j)\, \delta_{x,i}}$
2	56.35	6.53	113.33
3	12.53	12.66	23.69
4	10.04	8.34	42.89

La aceleración que desencadena el colapso de la estructura (a_o^*) se obtiene con la aplicación de las ecuaciones [26] y [27] propuestas en el CCI. Para las dovelas participantes del análisis y en solución de estas ecuaciones se tiene:

Cuadro A 18. Términos participantes de la ecuación de masa participativa

Dovela	$\boldsymbol{P_i \delta_{x,i}}$	$\boldsymbol{P_i \delta_{x,i}^2}$
2	71.87	106.84
3	15.02	4.67
4	19.36	17.17

De esta forma se obtiene un valor de masa participativa en el análisis $(M^* = 87.74/g)$ y consecutivamente un valor de aceleración de colapso $(a_o^* = 0.978\ g)$.

Finalmente, de modo que se logre evaluar la estabilidad del puente ante un eventual sismo de diseño (sismo con magnitud igual a la amenaza sísmica) se procede con el cálculo de un factor de seguridad para la estructura basado en una relación entre la aceleración de colapso y la demanda sísmica de la estructura, tal y como se presenta en la ecuación [31]. De esta manera se logra determinar que el puente sobre el río Jesús María, San Mateo de Alajuela presenta un factor de seguridad ante carga sísmica $(FS = 0.87)$.

6.2. Apéndice B. Transformación de las señales sísmicas registradas

6.2.1. Transformación de los registros de sismicidad próximos al puente sobre el río Grande.

Para el puente sobre el río Grande se toma como referencia 4 estaciones que presentan una proximidad importante a la estructura en estudio (ver Cuadro 32). Estas estaciones se encuentran en sitios de cimentación tipo S_3 y S_4, las cuales según el NTC (2008) corresponden equivalentemente a sitios de cimentación tipo C y D respectivamente.

Como muestra de cálculo, a continuación se presenta el desarrollo para uno de cada diferente sitio de cimentación.

Sede UCR

Como se desconoce la topografía de la zona, el valor de coeficiente topográfico (S_t) se tomará con un valor igual a la unidad, de manera que la transformación de la aceleración no se vea afectada por un parámetro que se desconoce.

El coeficiente estratigráfico para un sitio de cimentación tipo C sería:

$$1.70 - 0.60 * F_o * a_g$$

El valor de F_o tiene una magnitud de 2.2 y es un valor constante recomendado por el NTC (2008). Aplicando la ecuación:

$$0.155 = \frac{a_g * (1.70 - 0.60 * F_o * a_g)}{2}$$

De la ecuación anterior la incógnita se vuelve la aceleración máxima del terreno, con lo cual se obtiene un valor de:

$$a_g = 0.22g$$

Finalmente, se debe realizar la comprobación de que el valor encontrado no se encuentra fuera de los límites establecidos:

$$S_S = 1.70 - 0.6 * 2.2 * 0.22 = 1.41$$

Como el valor obtenido es menor que 1.5 y mayor que 1.0, el valor es aceptado.

Biblioteca Pública

De la misma manera a como se presentó en el caso anterior, el coeficiente topográfico se considera de magnitud uno, de manera que no se afecte la magnitud de la aceleración transformada producto de un parámetro desconocido.

El coeficiente estratigráfico para un sitio de cimentación tipo D sería:

$$2.40 - 1.50 * F_o * a_g$$

Aplicando la ecuación del Cuadro 15:

$$0.025 = \frac{a_g * (2.40 - 1.50 * F_o * a_g)}{2}$$

De la ecuación anterior la incógnita se vuelve la aceleración máxima del terreno, con lo cual se obtiene un valor de:

$$a_g = 0.02g$$

Se realiza la verificación de los límites establecidos:

$$S_S = 2.4 - 1.5 * 2.2 * 0.02 = 2.33$$

Como el valor obtenido supera el límite superior de 1.8, se debe recalcular para este valor la aceleración transformada.

Finalmente, aplicando las mismas condiciones para cada uno de los registros sísmicos utilizados, se logra realizar la transformación de las aceleraciones y sus valores se muestran en el cuadro a continuación:

Cuadro B 1. Aceleraciones transformadas para los registros cercanos al puente sobre el río Grande

Estación	Ubicación (Cantón, Provincia)	Sitio de cimentación	Aceleración Máxima Transformada*
Sede UCR	Grecia, Alajuela	S_3	0.220
Biblioteca Pública	Atenas, Alajuela	S_4	0.027
Hospital	Grecia, Alajuela	S_3	0.063
Escuela Presb. Manuel Bernardo G.	Palmares, Alajuela	S_4	0.042

*Valores especificados como fracción de la gravedad ($g = 9.81\ m/s^2$)

6.2.2. Transformación de los registros de sismicidad próximos al puente sobre el río Jesús María.

Para el puente sobre el río Jesús María se toma como referencia 3 estaciones que presentan una proximidad importante a la estructura en estudio (ver Cuadro 33). Estas estaciones se encuentran en sitios de cimentación tipo S_2, S_3 y S_4, las cuales según el NTC (2008) corresponden equivalentemente a sitios de cimentación tipo B, C y D respectivamente.

Como muestra de cálculo, a continuación se presenta el desarrollo para el sitio de cimentación tipo D.

Cruz Roja

Para este sitio no se posee información sobre la topografía, por ende el coeficiente topográfico se considera de magnitud uno, de manera que no exista efecto sobre la transformación de la aceleración producto de un parámetro desconocido.

El coeficiente estratigráfico para un sitio de cimentación tipo D sería:

$$1.40 - 0.40 * F_o * a_g$$

Aplicando la ecuación del Cuadro 15:

$$0.0373 = \frac{a_g * (1.40 - 0.40 * F_o * a_g)}{2}$$

De la ecuación anterior la incógnita se vuelve la aceleración máxima del terreno, con lo cual se obtiene un valor de:

$$a_g = 0.0552g$$

Se realiza la verificación de los límites establecidos:

$$S_S = 1.40 - 0.40 * 2.2 * 0.0552 = 1.35$$

Como se supera el valor límite de 1.2, se debe recalcular la transformación de aceleración. Finalmente, aplicando las mismas condiciones para cada uno de los registros sísmicos utilizados, se logra realizar la transformación de las aceleraciones y sus valores se muestran en el cuadro a continuación:

Cuadro B 2. Aceleraciones transformadas para los registros cercanos al puente sobre el río Jesús María

Estación	**Ubicación (Cantón, Provincia)**	**Sitio de cimentación**	**Aceleración Máxima Transformada***
Puerto Caldera	Esparza, Puntarenas	S_3	0.061
Biblioteca Pública	Atenas, Alajuela	S_4	0.027
Cruz Roja	Orotina, Alajuela	S_2	0.062

*Valores especificados como fracción de la gravedad ($g = 9.81\ m/s^2$)

7. Anexos

7.1. Anexo A. Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) en los puentes.

7.1.1. TPDA para la Ruta Nacional 131 (puente sobre el río Jesús María).

Por medio del Cuadro A. 1 se representa el tránsito promedio diarios sobre la RN. 131 en términos porcentuales; el Cuadro A. 2 referencia la misma información en términos de cantidad de vehículos.

Cuadro A. 1. TPDA para la RN 131 en términos porcentuales

Año	TPDA	Liviano	Carga Liv.	Bus	C. 2 ejes	C. 3 ejes	C. 4 ejes	C. 5/6 ejes
1987	380	43.63	45.56	3.09	7.72	0.00	0.00	0.00
1989	525	42.37	46.58	1.84	9.21	0.00	0.00	0.00
1990	515	38.44	45.96	1.67	11.14	1.95	0.00	0.84
1991	585	47.45	40.44	2.91	8.72	0.48	0.00	0.00
1994	830	46.55	44.05	2.00	7.22	0.18	0.00	0.00
1995	975	48.01	42.71	1.62	6.63	0.29	0.00	0.74
2005	561	44.94	32.83	2.53	15.15	3.03	0.00	1.52
2006	1,488	45.02	42.57	1.77	10.42	0.22	0.00	0.00
2015	3,199	54.06	30.06	1.45	6.68	2.71	4.73	0.31
2017	3,516	59.46	33.11	0.68	6.08	0.68	0.00	0.00

Fuente: (MOPT, 2021)

Cuadro A. 2. TPDA para la RN 131 en cantidad de vehículos

Año	TPDA	Liviano	Carga Liv.	Bus	C. 2 ejes	C. 3 ejes	C. 4 ejes	C. 5/6 ejes
1987	380	166	173	12	29	0	0	0
1989	525	222	245	10	48	0	0	0
1990	515	198	237	9	57	10	0	4
1991	585	278	237	17	51	3	0	0
1994	830	386	366	17	60	1	0	0
1995	975	468	416	16	65	3	0	7
2005	561	252	184	14	85	17	0	9
2006	1,488	670	633	26	155	3	0	0
2015	3,199	1,729	962	46	214	87	151	10
2017	3,516	2,091	1,164	24	214	24	0	0

Fuente: (MOPT, 2021)

Modificado por: (Castillo, 2021)

7.1.2. TPDA para la Ruta Nacional 3 (puente sobre el río Grande).

Por medio del Cuadro A. 3 se representa el tránsito promedio diarios sobre la RN. 3 en términos porcentuales; el Cuadro A. 4 referencia la misma información en términos de cantidad de vehículos.

Cuadro A. 3. TPDA para la RN 3 en términos porcentuales

Año	TPDA	Liviano	Carga Liv.	Bus	C. 2 ejes	C. 3 ejes	C. 4 ejes	C. 5/6 ejes
2015	7,247	59.56	19.73	3.16	10.56	4.17	0.14	2.68

Fuente: (MOPT, 2021)

Cuadro A. 4. TPDA para la RN 3 en cantidad de vehículos

Año	TPDA	Liviano	Carga Liv.	Bus	C. 2 ejes	C. 3 ejes	C. 4 ejes	C. 5/6 ejes
2015	7,247	4,316	1,430	229	765	302	10	194

Fuente: (MOPT, 2021)

Modificado por: (Castillo, 2021)