



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Comportamiento sísmico del puente Batanes en
Salvatierra, Guanajuato

Tesis para obtener el grado de Ingeniero civil

Presenta:
Jorge Osorio Waldez

Asesor de Tesis:
Guillermo Martínez Ruiz

Morelia, Michoacán. Diciembre 2018



AGRADECIMIENTOS

- A mis padres Jorge Osorio Ramos y Ana Guadalupe Waldez Serrano, los cuales se han preocupado por mí en todo momento y me han impulsado a siempre seguir adelante, mis logros se los debo a ustedes, entre los que se incluye este trabajo, ya que simplemente sin su apoyo nada de esto sería posible.
- A mi hermano Pavel Osorio Waldez por todo el apoyo incondicional que me ha dado día a día en cada año de mi carrera universitaria, igualmente a mis sobrinos por todos los buenos momentos de alegría que hemos compartido.
- A mi novia Zuleyma Velázquez Monjaras por todo el apoyo incondicional que me ha brindado, por siempre motivarme a seguir adelante, y sobre todo por enseñarme que aun en la peor situación nunca debo rendirme.
- A mi familia por haberme apoyado incondicionalmente durante todo éste proceso, sus ánimos y motivaciones fueron fundamentales para llevar a cabo éste trabajo
- A la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana y a todo el personal que forma parte de él, por el trabajo continuo que desarrollan para mantener y fortalecer el propio programa de estudio.
- Al Dr. Guillermo Martínez Ruiz por haberme apoyado continuamente como asesor, desde la elección del proyecto hasta su conclusión; no hay palabras para agradecer todo ese tiempo dedicado cuando me acerqué para tratar asuntos relacionados ya sea con la clase, el propio proyecto de tesis, o incluso para tratar temas fuera del ámbito académico, siempre mostrando una excelente actitud y disposición para ayudar.
- A mis compañeros en éste proceso, que más que eso se volvieron mis amigos, Emilio, Nahum, Jorgito, Temo, Alberto López, Alex, Dani, Bautista, Bryan, Rodri, sin ustedes el recorrido hubiera resultado mucho menos divertido y más agotador, además de agradecer a Alberto Lara Gómez y a Emmanuel Pelayo Gómez, no solo los 5 años de la carrera que convivimos, sino por la amistad que hemos compartido desde que nos conocimos en la preparatoria.

- A cada uno de los profesores que me impartieron clases, a quienes considero el pilar de la institución, ya que no solo comparten desinteresadamente sus conocimientos y experiencias para preparar a los futuros maestros, sino que demuestran un claro compromiso e interés hacia sus alumnos.

Contenido

AGRADECIMIENTOS	2
OBJETIVOS	9
RESUMEN	10
ABSTRACT.....	11
Capítulo 1. INTRODUCCION	12
Figura 1 Vista frontal del puente Batanes, donde se observa su gran longitud	15
Figura 2 Clasificación sísmica de la República Mexicana	16
1.1 Antecedentes Históricos.....	17
1.2 Puentes de Mampostería	20
Figura 3 Elementos de un puente de mampostería.	23
Capítulo 2. DAÑOS OBSERVADOS EN PUENTES HISTÓRICOS	24
2.1. Daño producido por la actividad sísmica.....	25
Figura 4 Fallo de los tímpanos en un puente en India, sismo de Bhuj, 2001 (Rota et al., 2004).	26
Figura 5 Formación de articulaciones en el puente Saby's Road (Palermo et al., 2010)	27
2.2. Daño producido por factores externos	27
Figura 6 a) Humedad y eflorescencia,(6) b) Agrietamiento de bóvedas (Sánchez et al., 2005).	28
Figura 7 a) Intemperización de la mampostería, b) Pérdida de juntas.....	29
Figura 8 Daños más relevantes del puente Negrelos (Lourenço y Oliveira)	30
Capítulo 3. MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL EN ESTRUCTURAS HISTÓRICAS	32
3.1. La vibración ambiental como herramienta para determinar las propiedades dinámicas en estructuras	33
3.2. Antecedentes en estructuras históricas.....	35
Figura 9 Ubicación de los sensores en el puente Luiz Bandeira a) elevación, b) planta (Sena- Cruz J, Ferreira R et al., 2013).....	36
Figura 10 Posición de los sensores en el puente Timisvat (Sevim et al., 2015).....	37
Figura 11 Frecuencias obtenidas del análisis modal operacional en el puente Timisvat (Sevim et al., 2015)	38
Capítulo 4. SELECCIÓN DE PUENTES EN MÉXICO.....	39
Figura 12 Micro localización de los puentes en los Estados de Guanajuato y Querétaro (López J., 2017).....	40

Figura 13 Localización del puente Batanes.	40
4.1. Descripción del puente Batanes	41
Figura 14 Calzada del puente Batanes	43
Figura 15 Cruce sobre el río Lerma	43
Capítulo 5. MEDICIÓN EXPERIMENTAL DE PROPIEDADES DINÁMICAS	44
5.1. Metodología y equipo	44
5.2. Identificación de sistemas y propiedades dinámicas.....	45
Figura 16 Planta y elevación del puente Batanes.....	45
Figura 17 Acelerómetros utilizados en las mediciones; a) sensores uniaxiales y b) sensores triaxiales (Martinez G. et al., 2016).	45
Figura 18 Identificación del puente Batanes.....	46
Tabla 1 Frecuencias y modos de vibrar del puente Batanes	47
Figura 19 Formas modales del puente Batanes.....	47
Capítulo 6. MODELO NUMERICO	48
Figura 20 a) y b) reflejan la complejidad de la geometría del puente Batanes.	49
6.1. Descripción del modelado numérico Abaqus CAE.....	49
Figura 21 a) Elemento 1 conjunto de base, contrafuerte y tajamar, b) Elemento 3 relleno..	51
Figura 22 a) problemas del cerrado de malla, b) se generan dos mallas independientes.	52
Figura 23 se generan huecos en el modelado.....	53
Figura 24 a) y b) mallado final del puente Batanes.	53
Figura 25 Muro de retención sin fricción, de altura H y un relleno de suelo sin cohesión. El nivel del agua freática está a una profundidad de H1 debajo de la superficie del terreno, y el relleno está soportando una presión de sobrecarga q por área unitaria.....	55
Figura 26 Distribución de la presión activa de tierra de Rankine contra un muro de retención.	55
Tabla 2 Valores utilizados para calcular la fuerza activa de Rankine	56
Figura 27 a) y b) representa la idealización para el cálculo de presión lateral de tierra.	57
Figura 28 Conceptualización para el cálculo presión producida por una llanta.	58
Figura 29 Curva de presión producida por una llanta.....	59
Tabla 3 Valores utilizados para calcular la fuerza activa	60
6.2. Descripción del modelado numérico LimitState: RING.....	60
Figura 30 Modelo de LimitState: RING (2018).	61
6.3. Calibración del modelado	61

Tabla 4 Valores de frecuencias de los modos experimental y numérico	63
Figura 31 a) Modo experimental 2., y b) Modo Numérico 3.....	63
Tabla 5 Propiedades de los materiales	64
Tabla 6 Características del mortero a compresión, basado en la resistencia de la piedra y clase del mortero, de acuerdo al DIN 1053-100 2004 (Proske 2009).....	65
Capítulo 7. DEMANDA SÍSMICA	66
7.1. Sismicidad en México	68
7.2. Selección de los acelerogramas.....	69
Tabla 7 Selección de posibles registros a utilizar	70
7.3. Acelerogramas utilizados	71
Tabla 8 Registros a utilizar	71
7.4. Sismos principales	72
Figura 32 Registro de aceleraciones sísmico de la estación NILT.	72
Figura 33 Espectro de respuesta de pseudo- aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.....	73
Figura 34 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación SCRU (b) y su espectro de respuesta de pseudo- aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.	74
Figura 35 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación OXJM (b) y su espectro de respuesta de pseudo- aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.	75
Figura 36 Espectros de las 3 componentes de cada estación.	77
Tabla 9 Datos de los 3 sismos principales	77
7.5. Sismos secundarios	77
Figura 37 registro de aceleraciones sísmico de la estación.....	78
Figura 38 espectro de respuesta de pseudo- aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.....	79
Figura 39 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación HUAM (b) y su espectro de respuesta de pseudo- aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.	80
Figura 40 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación OXXO (b) y su espectro de respuesta de pseudo- aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.	81
Figura 41 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación OXTO (b) y su espectro de respuesta de pseudo- aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.	82
Figura 42 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación SAPP (b) y su espectro de respuesta de pseudo- aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.	83
Figura 43 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación OXCU (b) y su espectro de respuesta de pseudo- aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.	84

Figura 44 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación RFFP (b) y su espectro de respuesta de pseudo- aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.	85
Tabla 10 Datos de los 7 sismos secundarios.....	86
Figura 45 Espectros de las 3 componentes de cada estación.	87
Tabla 11 Datos de las 3 componentes de todos los registros a utilizar.....	88
Capítulo 8. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....	89
8.1. Análisis dinámicos elásticos lineales en 3 direcciones	89
Capítulo 9. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS ELÁSTICOS	91
9.1. Esfuerzos.....	91
Figura 46 Esfuerzos a tensión y compresión longitudinales.....	92
Figura 47 Esfuerzo a compresión en las bóvedas.	93
Figura 48 Esfuerzos a tensión verticales en el sentido vertical.	93
Figura 49 Esfuerzos a compresion en el sentido vertical.	94
Figura 50 a) y b) muestran los patrones de esfuerzo en el sentido transversal.	94
Tabla 12 Partes afectadas y máximos esfuerzos longitudinales	95
Tabla 13 Partes afectadas y máximos esfuerzos verticales.....	96
Tabla 14 Partes afectadas y maximos esfuerzos transversales	97
Tabla 15 Partes afectadas y máximos esfuerzos longitudinales	98
Tabla 16Partes afectadas y máximos esfuerzos verticales.....	99
Tabla 17 Partes afectadas y máximos esfuerzos transversales	100
9.2. Desplazamientos	101
Figura 51 a) y b) muestran los desplazamientos presentados en el puente.....	101
Tabla 18 Desplazamientos y esfuerzos reales longitudinales	102
Tabla 19 Desplazamientos y esfuerzos reales verticales	103
Tabla 20 Desplazamientos y esfuerzos reales transversales	104
Tabla 21 Desplazamientos y esfuerzos reales longitudinales	105
Tabla 22 Desplazamientos y esfuerzos reales verticales	106
Tabla 23 Desplazamientos y esfuerzos reales transversales	107
9.3. Cargas vivas vehiculares.....	108
Figura 52 a) Vehículo HS-20, b) Vehículo T3-S2-R4.....	109
Figura 53 a) y b) representan la carga T3-S-R4, c) y d) representan la carga HS-20.....	110
Figura 54 Resultados obtenidos para el vehículo HS-20.....	111
Figura 55 Resultados obtenidos para el vehículo T3-S2-R4.	111

Capítulo 10. ANÁLISIS DE RESULTADOS	112
Tabla 24 Partes afectadas y máximos esfuerzos presentados en la componente longitudinal	113
Tabla 25 Partes afectadas y máximos esfuerzos presentados en la componente vertical ...	114
Tabla 26 Partes afectadas y máximos esfuerzos presentados en la componente transversal	115
Tabla 27 Máximos esfuerzos reales y máximos desplazamientos longitudinales	116
Tabla 28 Máximos esfuerzos reales y máximos desplazamientos longitudinales verticales	117
Tabla 29 Máximos esfuerzos reales y máximos desplazamientos longitudinales transversales	118
Capítulo 11. Conclusiones	119
LINEAS FUTURAS	122
ANEXOS	123
Tabla 30 Cálculos de la presión producida por una llanta	123
REFERENCIAS.....	127
REFERENCIAS ELECTRÓNICAS.....	131

OBJETIVOS

Estudiar el comportamiento sísmico de un emblemático puente histórico mexicano construido en el siglo XVI, considerando acciones permanentes y accidentales.

Con la finalidad de estudiar el comportamiento estructural, se presentará la construcción de un modelo numérico aplicando la técnica de elemento finito, estudiando por otro lado los métodos para determinar propiedades dinámicas en puentes de mampostería que permitan aplicar estos últimos conceptos en la calibración de dicho modelo.

Se considera el efecto de los eventos sísmicos de gran intensidad que ha tendido el país recientemente, y se identificarán aquellos que producen un mayor efecto en los puentes de mampostería, con la finalidad de elegir un grupo de señales representativas y aplicarlas en el modelo numérico. Una vez que se tengan los primeros resultados se determinará que parámetros están más relacionados con los daños esperados en los puentes como función de la demanda.

Finalmente se evaluará el comportamiento de la estructura sometida a cargas vivas vehiculares, con la finalidad de revisar la respuesta que tendrá y sobre todo comprobar cuáles son los tipos de vehículo que podría resistir el puente.

RESUMEN

En el presente trabajo de tesis se realiza una estimación del comportamiento estructural del puente Batanes desde el punto de vista sísmico y ante cargas vivas vehiculares. Primeramente, mediante vibración ambiental se obtuvieron las propiedades dinámicas del puente, así como su geometría para construir y calibrar el modelo numérico utilizando elementos finitos. Posteriormente se realizaron análisis elásticos lineales ante un grupo de acelerogramas, de donde se obtuvo la respuesta en términos de desplazamiento y esfuerzo en los elementos.

De acuerdo a los resultados obtenidos se comprobó que la vibración ambiental sigue siendo una herramienta muy útil incluso para la calibración de modelos estructurales, permitiendo trabajar con sistemas más confiables. Se identificaron los valores máximos de esfuerzo y desplazamiento que pueden alcanzar los distintos elementos del puente. Los resultados indican que, para la demanda sísmica propuesta el puente presenta esfuerzos de tensión más altos de lo que resiste la mampostería, específicamente en el elemento más vulnerable que son las bóvedas. Destacando que los esfuerzos y deformaciones máximas se presentaron ante los sismos con componentes verticales importantes.

Se presenta también el estudio del puente ante cargas vivas de diseño realizado mediante análisis límite, lo cual muestra los vehículos que pueden transitar de manera segura ya que es un puente que actualmente se encuentra sometido a tránsito intenso.

Palabras clave: sismo, mampostería, puente, vibración ambiental, cargas vehiculares.

ABSTRACT

In the present work of thesis an estimation of the structural behavior of the Batanes bridge is made from the seismic point of view and before vehicular live loads. Firstly, by means of environmental vibration, the dynamic properties of the bridge were obtained, as well as its geometry to construct and calibrate the numerical model using finite elements. Subsequently, linear elastic analyzes were performed before a group of accelerograms, from which the response was obtained in terms of displacement and effort in the elements.

According to the results obtained it was proved that the environmental vibration is still a very useful tool even for the calibration of structural models, allowing to work with more reliable systems. The maximum effort and displacement values that the different elements of the bridge can reach were identified. The results indicate that, for the proposed seismic demand, the bridge presents stresses higher than the masonry resists, specifically in the most vulnerable element that are the vaults. Noting that the maximum stresses and deformations were presented to the earthquakes with important vertical components.

It also presents the study of the bridge before living loads of design realized by means of limit analysis, which shows the vehicles that can transit of sure way since it is a bridge that at the moment is subjected to intense traffic.

Capítulo 1. INTRODUCCION

Los estudios de vulnerabilidad en estructuras son actualmente una herramienta muy utilizada para generar un correcto diagnóstico de las edificaciones. Ya sea que se trate de un edificio sujeto a un movimiento del suelo o un puente cuyas cargas vivas han superado las de diseño. Alrededor del mundo los distintos códigos y reglamentos de diseño de obra civil involucran por lo menos una clasificación para determinar la importancia de las estructuras, con base en la cual aplica los diferentes criterios para su diseño, construcción y mantenimiento; pertenecen al grupo de mayor importancia estructuras como hospitales, escuelas, centrales nucleares y cualquiera cuyo funcionamiento sea vital durante una situación de emergencia, como son los puentes. Con base en lo anterior se podría pensar que en términos de diseño las estructuras importantes son seguras, sin embargo, la realidad no podría ser más distinta, pues, así como existen tantas regulaciones y recomendaciones de los gobiernos competentes, la práctica siempre estará sujeta en gran medida al presupuesto. Adicionalmente, las enormes incertidumbres que existen en las acciones sísmicas y en el comportamiento estructural esperado hacen que incluso las estructuras mejor diseñadas tengan un valor no despreciable de probabilidad de presentar daños (López J., 2017).

La vulnerabilidad depende de las características propias de la estructura, es decir, el ser más vulnerable o menos vulnerable a un sismo depende de las características intrínsecas de la edificación, esto significa que una estructura puede ser vulnerable pero no estar en riesgo sísmico, es decir, la vulnerabilidad sísmica puede llegar a ser alta en un edificio, pero solo para las características de un sismo en específico, aunque puede que la probabilidad de que se presente un sismo de esas determinadas características que hace muy vulnerable la estructura sea baja, por ende, no estaría en riesgo sísmico alto, más sin embargo, la estructura no dejaría de ser vulnerable. Viéndolo de este punto de vista todas las estructuras pueden ser vulnerables dependiendo el sismo al que se someta, por lo tanto, será necesario evaluar el riesgo sísmico de dichas estructuras, viendo que tan vulnerable son ante los sismos que se hayan determinado en una evaluación de peligro sísmico para el sitio de la estructura. (Barbat et al., 1994).

Es una práctica común, sobre todo en los países en vías de desarrollo, que los trabajos de obra civil estén más relacionados con el mantenimiento correctivo, que, con la prevención, lo cual nuevamente está muy relacionado con el tema del presupuesto dedicado para este fin. De tal forma que se suele reparar y dar mantenimiento a aquellas construcciones donde la necesidad es

inminente, dejando en un segundo término, el estudio y la prevención de aquellas estructuras que en ese momento cuenten con un nivel de seguridad y funcionamiento adecuados. Y ese precisamente, es el caso de los puentes históricos, ya que actualmente algunas de estas estructuras forman parte importante de la red carretera y por tanto son un medio de comunicación cuyo funcionamiento debe estar garantizado.

Los puentes históricos, al ser estructuras construidas hace mucho tiempo, antes del uso generalizado del concreto y el acero y por supuesto antes de las herramientas de análisis que tenemos hoy en día, son estructuras cuyo diseño se basa principalmente en el aspecto geométrico; lo cual no es necesariamente malo, pues son estructuras que han funcionado bien durante mucho tiempo debido al perfeccionamiento de la técnica a través de prueba y error y las fórmulas empíricas que fueron surgiendo para su construcción. No obstante, algunas de ellas son altamente vulnerables debido a aspectos como el envejecimiento de los materiales, el aumento de las cargas vivas y el incremento de la probabilidad de ocurrencia de sismos de mayor magnitud, son estructuras que al día de hoy se han mantenido en pie. En resumen, el buen funcionamiento de estas estructuras, les ha provocado quedar un poco en el olvido, en espera de que se presente la falla y por tanto se pierda no solo una estructura tan importante por ser un puente, sino el carácter histórico y la presencia que representan estos puentes en el entorno. (López J., 2017).

Afortunadamente en algunos países europeos se ha comenzado a prestar la suficiente atención a los puentes históricos para que se empiece a tomar conciencia de ellos y haya un esfuerzo por preservarlos. En México es un tema que apenas comienza, a pesar que desde hace algunos años el estudio de las edificaciones históricas ha venido tomando fuerza, particularmente en aquellas de carácter religioso. Como se mencionó en los objetivos, este trabajo pretende tomar las experiencias que se tienen hasta ahora en estos países y proponer una metodología que permita analizar la morfología de los puentes históricos en México, los daños más comunes que presentan, y generar modelos para evaluar su vulnerabilidad ante diferentes acciones.

Históricamente el empleo de la mampostería como material de construcción ha sido muy importante, particularmente hasta antes del uso del concreto reforzado y el acero; de tal manera que un porcentaje muy importante de las construcciones con valor patrimonial están hechas de este material, tanto en México como en el resto del mundo. Por lo anterior, es de especial importancia el estudio estructural de construcciones de mampostería antigua.

México es un país que tiene un amplio y envidiable acervo cultural y arqueológico, que se ve reflejado en la gran cantidad de edificaciones construidas en diversas épocas de su historia. Destacan las imponentes edificaciones que datan del periodo prehispánico, pasando al periodo colonial (1521-1810) caracterizado por edificaciones renacentistas y barrocas, por mencionar algunos de los varios estilos predominantes de esa época. Se continuó con el periodo republicano (1824-1876) donde el estilo predominante de las construcciones fue el neoclasicismo. El siguiente periodo fue el Porfiriato (1876-1910) donde se comenzó la transición del romanticismo al modernismo, llegando así hasta nuestros días. (Aguayo et al., 2015).

México cuenta con una inmensa cantidad de edificaciones históricas, la mayoría se encuentra en los centros históricos de las ciudades patrimonio cultural de la humanidad como lo son la ciudad de México, Morelia, Puebla, Guanajuato, Querétaro, Oaxaca, San Miguel de Allende, Campeche, Tlacotalpan y Zacatecas (1). Estas ciudades cuentan con centros históricos reconocidos como patrimonio cultural de la humanidad por la UNESCO. Actualmente, México tiene la dicha de ostentar 10 de sus urbes con dicha distinción en la categoría de bienes culturales, debido a su valor histórico, arquitectónico y urbanístico; aportan un testimonio cultural único, representan un ejemplo arquitectónico sobresaliente o expresan una autenticidad cultural o histórica.

Bien, la UNESCO define a las edificaciones de tipo histórico como “el grupo de edificios que cuentan con un valor universal sobresaliente desde el punto de vista de la historia, arte o ciencia. Un edificio histórico es un complejo sistema de espacios, volúmenes, materiales, superficies, aspectos constructivos, funciones y configuraciones reales y pasadas, degradación, etc. El conjunto es el resultado de un proceso histórico continuo de modificación y transformación. Un patrimonio arquitectónico puede ser interpretado como un artefacto, donde sus elementos son testigos de culturas constructivas y de hechos ocurridos durante la vida del edificio” (2).

Si bien en México la arquitectura de estos monumentos de tipo histórico, puede ser variada, como se mencionó anteriormente pueden ir desde una arquitectura barroco renacentista hasta de tipo neoclásica, sin tomar en cuenta claro las construcciones que datan de un periodo prehispánico, la mayoría de estas edificaciones tienen varias cosas en común, como que en su mayor parte están hechos en su mayor parte o casi en su totalidad de mampostería y están unidos por un mortero hecho con material cementante, cal, agua, arena, etc. además que algunas veces se les agregaba material pétreo como piedras porosas. Dichas construcciones se hicieron a partir del siglo XV con

la llegada de los españoles al continente americano, también comparten las técnicas de construcción con las que se edificaron, en su mayoría están basadas en los conocimientos europeos de la época. Por lo general las construcciones históricas de mayor relevancia que se construyeron en esa época fueron las iglesias, por la importancia que tenía para los españoles la evangelización de la Nueva España, debido a la magnitud de las iglesias son de las edificaciones históricas que más llaman la atención en la actualidad.

Precisamente debido a que este tipo de edificios tiene un gran valor intrínseco como lo son en la arquitectura, el arte, la historia, la ingeniería, etc. se debe tener un especial cuidado y completo entendimiento estructural de los mismos, en esta investigación nos centraremos a fondo en las construcciones que se realizaron en la época de la colonización.

A pesar de que hay miles de edificios de tipo histórico en muchas ciudades de México, la mayoría de los análisis estructurales que se han realizado se han enfocado principalmente en los edificios de mayores dimensiones, ya que debido a la importancia económica, cultural y social que estos representan, se hace necesario este tipo de estudios en los edificios más importantes, pero de igual manera esto no significa que tengamos que dejar de lado los edificios menos representativos, además haciendo una perspectiva de todas las edificaciones de tipo histórico con las que cuenta México, se observa que la variedad de la configuración arquitectónica de las distintas edificaciones es muy amplia, por lo que se debe planear el tener una metodología adecuada de análisis ingenieril, la cual pueda ser aplicable a toda esta variada arquitectura de tipo histórica. En la Figura 1 observamos las grandes dimensiones del puente Batanes, teniendo una longitud de 160 m.



Figura 1 Vista frontal del puente Batanes, donde se observa su gran longitud

En la actualidad es sabido que los edificios de mampostería existentes presentan alta vulnerabilidad sísmica. Esto está relacionado con su baja resistencia a fuerzas horizontales, falta de capacidad para disipar la energía y la ausencia de los requisitos sísmicos en el momento de su construcción (Nuñez A., 2018). En años recientes y en diversos países, el interés por conservar el patrimonio construido ante la amenaza de los sismos, ha llevado a diferentes grupos de investigación al desarrollo de una cantidad apreciable de modelos de análisis estructural para construcciones históricas de mampostería. (Orduña et al., 2016).

Cabe recalcar que la mayoría de las ciudades patrimonio cultural de la humanidad con las que cuenta México se encuentran en zonas de alta sismicidad, como se muestra en la Figura 2, lo que significa que una gran cantidad de edificaciones de tipo histórico que tiene México están expuestas a sufrir acciones de tipo accidental como son los sismos, con los cuales pueden sufrir daños más graves de los que se han encontrado en muchas de estas edificaciones si no se comienza a tener el correcto cuidado de las mismas.



Figura 2 Clasificación sísmica de la República Mexicana

Por lo general las edificaciones históricas se comportan estructuralmente de manera muy diferente a los edificios contemporáneos, por ello se requiere un tipo de análisis diferente al convencionalmente usado para los edificios modernos, esto se debe principalmente al tipo de estructuración y a los materiales usados. En principio el objetivo del análisis estructural en este tipo de edificios es conocer el comportamiento estructural de cara a establecer un nivel de seguridad esperado. Además de evitar la destrucción de la componente histórica y proteger los valores intrínsecos de una estructura histórica durante una intervención. Es necesario que el ingeniero conozca los materiales y técnicas constructivas usadas en el pasado para que pueda hacer una buena descripción del comportamiento estructural del edificio histórico.

En México hay un gran desconocimiento en el comportamiento esperado en este tipo de edificaciones, debido a su gran complejidad arquitectónica y a las grandes incertidumbres asociadas tales como efectos de la edad, daños, problemas de origen, propiedades mecánicas, etc. sin embargo, por la importancia que tienen los mismos, es necesario realizar investigaciones para formular una idea más aproximada de su estado actual y su comportamiento esperado ante acciones futuras.

Por último, destacar la importancia de poder evaluar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de estructuras patrimoniales ya que han existido terremotos que han destruido o dañado severamente construcciones de este tipo en diferentes zonas de mundo, particularmente en regiones de alta sismicidad tales como Grecia, Turquía, India, China, Japón, México y Chile. (Nuñez A., 2018).

1.1 Antecedentes Históricos

Los puentes constituyen, como es lógico, un elemento de extrema importancia en la construcción de una red de carreteras. Durante mucho tiempo el hombre no pensó en unir a través de un pasaje sobre elevado dos tramos de carretera separados por un curso de agua. Resulta lo más probable que los primeros puentes fuesen simples troncos de árboles dispuestos de tal modo que permitiesen vadear un río o un torrente.

Para encontrar el puente más antiguo de cuantos se han construido a lo largo de la historia de la humanidad es preciso remontarse a la época del máximo esplendor de la civilización de Babilonia, en los tiempos del reinado de Nabucodonosor, que ordenó la construcción de un puente sobre el río Éufrates destinado a unir de una manera permanente los diversos barrios de la ciudad de Babilonia, que se hallaban separados por el curso del río.

Dicho puente, según el testimonio de los historiadores griegos, tenía una longitud superior a 900 m, cifra que indica asimismo la anchura del río en aquel punto, y contaba con 100 pilares de piedra que sostenían una plataforma, construida de vigas de palmera estrechamente ligadas entre sí con lianas y que estaba cubierta por un techado. El gran número de pilares y el escaso espacio que distaba uno de otro, alrededor de 5 m, daba lugar a una notable irregularidad en el fluir de las aguas del río, ocasionando frecuentemente obstrucciones y encharcamientos en las épocas de crecida.

Los puentes romanos, que a pesar del desgaste soportado durante los dos mil años que nos separan de ellos toleran todavía la acción de la intemperie y se muestran capaces de resistir el peso del

tráfico moderno, constituyen uno de los testimonios más impresionantes de la genial capacidad arquitectónica de los antiguos romanos, los cuales, según parece, aprendieron de los etruscos los rudimentos o principios fundamentales de esta técnica constructiva, pero supieron desarrollarla más tarde de modo autónomo con resultados admirables y que ni decir cabe que superaron ampliamente cuanto aprendieron de sus maestros.

Mientras que los puentes de mayor antigüedad presentaban un solo arco y obedecían exclusivamente al criterio de la simple función, casi siempre militar, tal como se atestigua a través del considerable número de puentes construidos por los legionarios durante las campañas militares, inmediatamente después de la realización de estas obras de utilidad pública intervino una precisa intención estética que confería una ligereza admirable a las sólidas estructuras de la arquitectura romana.

El número de los arcos se va multiplicando progresivamente; el puente de Hipona constaba de once, el del Danubio, de veinte, y el de Salamanca, de veintisiete. También la luz de los arcos, generalmente comprendida entre los 5 y los 20 m, llega a anchuras mayores, como, por ejemplo, en el extraordinario puente de Alcántara, en el cual los arcos tienen una luz de 27 m, o en el puente de Augusto, en Narni, cuya arcada mayor tenía una luz de 42 m aproximadamente, siendo la mayor de cuantas hoy se conocen.

La verdadera historia de la construcción de puentes, tal como hoy la entendemos, comienza, sin embargo, con los inmensos acueductos de obra romana, algunos de los cuales sobreviven, casi intactos, hasta nuestros tiempos. Uno de los arcos más antiguos es el de la Cloaca Máxima, la gran alcantarilla romana, que data del 615, antes de Jesucristo. Dicho arco tiene 4,25 metros de luz. Acueductos de este origen existen todavía en Roma y en varios sitios de sus antiguas provincias, especialmente en las Galias y en España. Muchas de estas construcciones datan, aproximadamente, de la Era Cristiana, y algunas de ellas prestan servicio todavía. Puentes construidos con vigas de madera descansando sobre estribos de piedra o sobre cajones llenos de piedra y aun sobre arcos de madera, como el puente de Trajano sobre el Danubio, eran comunes en los primeros siglos de nuestra Era.

El arte de construir puentes decayó con el derrumbamiento del Imperio romano, hasta que revivió merced a los monjes de la Edad Media. La terminación en Ford, que significa vado, en los nombres de muchas ciudades sajonas por donde pasan grandes calzadas atestigua incidentalmente la

carencia de puentes. Los Gobiernos y los señores feudales concedieron frecuentemente privilegios a particulares para construir puentes y cobrar un derecho de peaje a los que los utilizaran.

El arte de construir puentes revivió en el siglo XVIII y a principios del siglo XIX por la acción de Telford, Rennie y Brunel; pero se puede deducir cuánto había descendido el arte en Inglaterra del hecho de encargar la construcción del antiguo puente de Westminster (el segundo puente de piedra sobre el Támesis) a Tomás Labelye, ingeniero suizo, que llevó a cabo la obra del año 1738 al 1750. Empleó para los cimientos grandes cajones, que se rellenaron de obra de mampostería, que fueron rodeados de capas de pilotes para impedir la acción de desgaste de las aguas.

Este puente tenía trece arcos semicirculares; pero la fuerza de la corriente resultó demasiado enérgica para la obra, y en su lugar hubo que construir el actual puente de hierro de siete arcos. Los puentes pueden ser de varios tipos distintos, que suelen clasificarse, atendiendo a los materiales de construcción, en puentes de piedra, de acero, de concreto armado, de hierro colado y de hierro forjado. Antiguamente los había, como queda dicho, de madera; pero éstos son raros actualmente.

La causa de que estas estructuras hayan durado tanto tiempo es que los cimientos eran muy sólidos. Los romanos construían sobre haces de pilotes rellenos y rodeados de cemento. La acción constante de la fuerza de las corrientes y sus efectos excepcionales en los tiempos de crecida, que minaron y destruyeron centenares de puentes construidos posteriormente en la Edad Media, y aun en el siglo XVIII, no ha llegado a hacer mella en construcciones más antiguas.

El crecimiento acelerado de las sociedades actuales ha dejado relegadas este tipo de estructuras, principalmente por la demanda que existe dentro de la industria de la construcción, que cada día exige costos y tiempos menores; frente a este sistema la mampostería de piedra quedó en una clara desventaja. Si bien ya no se utiliza con frecuencia esta técnica, no cabe duda que los puentes de mampostería que persisten al día de hoy tienen una capacidad bastante importante para resistir el paso del tiempo y no solo eso, sino que operan bajo condiciones de servicio muy superiores las de su diseño original. Estas virtudes han generado en los puentes de mampostería una sensación de seguridad que no ha ayudado a que se les brinde la suficiente atención desde el punto de vista de la seguridad o dicho más propiamente en términos de vulnerabilidad, convirtiéndolos en puntos críticos de las redes carretera y ferroviarias de las que forman parte (3).

1.2 Puentes de Mampostería

Como se comentó anteriormente los puentes de mampostería pertenecen a un periodo histórico muy particular, se puede decir que se construyeron a gran escala desde el surgimiento del Imperio Romano hasta finales del siglo XX, a partir del surgimiento de nuevos materiales y técnicas de construcción. Los inicios de la construcción con arcos de piedra se remontan a la época de la antigua Mesopotamia donde se han encontrado restos que datan de hasta 3000 años A.C. Al ser una técnica que proveía ventajas estéticas y estructurales, fue difundida a través de diversas civilizaciones como la sumeria, la egipcia y la griega, para posteriormente llegar a manos de los Romanos quienes mejoraron la técnica con el desarrollo del mortero puzolánico, obteniendo un mayor provecho de las capacidades del arco al garantizar juntas más efectivas y por lo tanto un mejor comportamiento del sistema. Con la caída del Imperio Romano en el siglo V, la red de caminos y por supuesto los puentes cayeron en una gran decadencia, generando la pérdida de innumerables puentes de la época. Fue hasta el siglo XI cuando el continente europeo comenzó a transformarse económica y socialmente, que se retomó la construcción de puentes de mampostería, colocándolos nuevamente en el mapa y alcanzando su esplendor ahora con un enfoque más artístico; esto dio lugar a los puentes de mampostería formados por arcos que conocemos actualmente.

Actualmente es posible encontrar evidencia de estos puentes por todo el continente europeo y por lo tanto su estudio como patrimonio histórico comenzó también allí. Es claro que la motivación primigenia para estudiar los puentes históricos es la de preservar estas estructuras dado el carácter histórico que tienen, sin embargo, este aporte se atribuye a la sociedad moderna que les otorgó un valor cultural a las estructuras. En la antigüedad, sociedades más preocupadas por el carácter funcional de los puentes llevaron a cabo trabajos de reparación que hoy en día quizá no se considerarían adecuados o serían muy invasivos con la estructura original. Si a esto le sumamos el desconocimiento que se tiene en la técnica y materiales empleados no solo en los trabajos de reparación sino en la propia construcción del puente, así como el deterioro de los materiales debido al paso del tiempo, podemos darnos cuenta de la dificultad que existe en el estudio de estos puentes, desde la determinación de la fecha de construcción hasta la caracterización de sus propiedades geométricas y reológicas. (López J., 2017).

En el caso de los puentes históricos, México es un país donde se ha trabajado poco con este tipo de puentes, pues a pesar de que se han llevado a cabo intervenciones en un gran número de edificios con la finalidad de rehabilitarlos o repararlos después de algún daño, el conocimiento adquirido no se ha extrapolado al caso de los puentes. Es importante señalar que los conocimientos que aplican en edificios históricos suelen contar con muy poco de análisis estructural, por lo que también es un área en la que se debe trabajar para mejorar la práctica profesional. Ahora bien, los puentes desde el punto de vista estructural tienen un comportamiento muy distinto a los edificios, por lo que los conocimientos aplicados en uno no serán directamente aplicables en el otro. Todo lo anterior hace que el estudio de puentes históricos sea realmente un terreno virgen para el ingeniero estructurista y con este trabajo se pretende no solamente proporcionar un panorama de la situación actual de los puentes de mampostería en México, sino además determinar el nivel de seguridad que tienen actualmente, así como identificar los focos de atención en este tipo de estructuras.

A través de un estudio realizado en la Universidad de Minho en Portugal, se desarrolló un análisis paramétrico para determinar la capacidad que tienen los arcos de los puentes de mampostería típicos de Portugal y España, a partir de hacer variar los parámetros que se consideró tienen un mayor impacto; en este estudio se trabajó con cuatro puentes generados a partir de una muestra de 59 puentes existentes en ambos países. Una de las primeras conclusiones a las que se logró llegar es que los puentes compartían una gran similitud en cuanto a la proporción geométrica de sus elementos, lo que permitió intuir que debido a su cercanía geográfica compartían quizá las mismas reglas empíricas para dimensionar los puentes; esto es importante para nuestro caso porque como sabemos México era colonia de España cuando se construyeron la mayoría de los puentes de mampostería en nuestro país, lo cual nos da un indicio de que puedan aplicarse las mismas reglas empíricas en los puentes que se está estudiando en este trabajo.

1.2.1. Elementos que lo componen

En términos muy generales, la superestructura de un puente de mampostería está compuesta principalmente por los arcos, que son el elemento estructural más importante y que se encargan de transmitir las cargas provenientes de la calzada hacia los apoyos. Para permitir el tránsito ya sea de vehículos o de personas está el elemento calzada que está apoyado sobre material de relleno que permite por un lado controlar los niveles de la misma, y por otro ayudar a la transmisión de cargas. Estos rellenos deben ser ligeros para no incrementar demasiado el peso que recae sobre los arcos y suelen ser materiales de baja calidad como bloques de piedra mezclados con suelo o incluso en épocas más recientes concreto pobre; sin embargo, el peso del relleno es un componente que impacta directamente en las propiedades dinámicas del puente como veremos más adelante y por ello es muy importante caracterizarlo.

Debido a la necesidad de contener los rellenos que van por debajo de la calzada existe el elemento tímpano, que son muros de contención apoyados también sobre los arcos; estos elementos pueden presentarse únicamente en los bordes de la calzada, pero también en muchos casos se colocaban tímpanos intermedios con la finalidad de ayudar a rigidizar la superestructura. Los tímpanos suelen presentar fallas ante la presencia de un empuje lateral, como en el caso de un sismo como se verá en el capítulo 2. Por último, están los parapetos y la superficie de rodamiento, que, aunque no tienen una importancia estructural contundente, es importante tenerlos en cuenta para considerar el peso adicional que aportan al puente.

Ahora bien, por el lado de la subestructura tenemos los elementos de soporte que son las pilas y los estribos como en cualquier tipo de puente, con la particularidad de que al ser elementos de mampostería requieren una geometría adecuada para resistir tanto las cargas verticales, como laterales debidas al sismo, a los empujes del agua y en algunos casos al viento. El tipo de pila que cumple con esas necesidades es la de tipo muro, además de que geométricamente es capaz de conectarse en toda su longitud con la bóveda que forman los arcos. En cuanto a los estribos, estos son también de mampostería y por ello suelen ser muy robustos ya que además de recibir los extremos del puente, contienen el material que forma los accesos del puente (4). Todos estos elementos se pueden apreciar en la Figura 3.

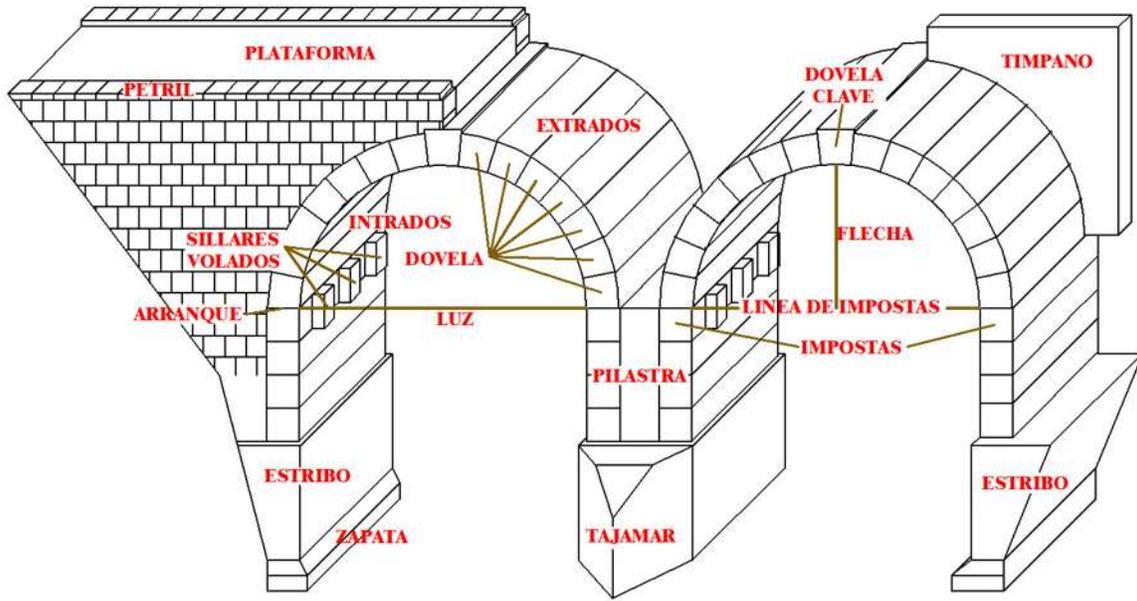


Figura 3 Elementos de un puente de mampostería.

Capítulo 2. DAÑOS OBSERVADOS EN PUENTES HISTÓRICOS

Los puentes de mampostería se caracterizan por tener elementos muy robustos y debido a ello no suelen presentar problemas de rigidez; se ha demostrado que un puente de mampostería que no presente deficiencias estructurales importantes, es capaz de resistir adecuadamente un sismo de mediana intensidad (López J., 2017). Por otro lado, este tipo de puentes no suelen estar localizados en zonas industriales o de tránsito vehicular muy intenso, es por ello que en la mayoría de los casos su estudio no es considerado una prioridad económica ni social ya que no implica una pérdida económica importante. Estos son solo algunos de los factores que contribuyen a la falta de atención que se tiene hoy en día respecto a los puentes históricos alrededor del mundo.

Actualmente en Europa países como España, Portugal, Alemania e Italia han desarrollado un interés particular por los puentes de carácter histórico desde el punto de vista de patrimonio, reconociendo que son estructuras con una riqueza cultural invaluable. Investigadores de diversas instituciones como la Universidad de Minho y la Universidad de Porto, en Portugal han desarrollado proyectos en los últimos años para evaluar el comportamiento de este tipo de puentes y determinar su vulnerabilidad en condiciones de servicio y sujetos a acciones accidentales; el interés particular en estos países se debe a que cuentan con una gran cantidad de puentes históricos en comparación con otros países (Rota et al., 2004).

A pesar de los esfuerzos que se han hecho en los últimos años por recuperar los puentes históricos, la información disponible sigue siendo escasa, particularmente desde el punto de vista estructural, pues en ocasiones no se tiene conocimiento de aspectos tan importantes como el historial de intervenciones que ha sufrido la estructura desde su construcción. Contar con esta información es indispensable para entender el comportamiento de la estructura a través del tiempo, favoreciendo una mejor toma de decisiones en futuras intervenciones para garantizar la seguridad y el buen funcionamiento de la estructura. Es así que la detección y el análisis de daño son herramientas muy útiles, más aún cuando se trata de estructuras tan antiguas y por tanto es importante determinar las causas que lo producen.

2.1. Daño producido por la actividad sísmica

Actualmente se cuenta con información muy limitada acerca de la respuesta y el daño que producen los sismos en los puentes de mampostería, esto se debe principalmente a la poca instrumentación que se ha colocado en ellos y a la reducida cantidad de sismos de gran magnitud que han sido sometidos. Lo que se ha visto hasta ahora es que los puentes de mampostería que existen en condiciones de servicio aceptables, es decir sin daño que comprometa la seguridad estructural, son capaces de resistir las cargas laterales provocadas por sismos de mediana intensidad (Rota, 2004). Se espera que con la atención que van adquiriendo se pueda instrumentar y conocer más sobre su comportamiento ante sismos fuertes.

El conocimiento que se tiene hasta ahora del daño ocurrido en puentes de mampostería es a causa de la observación, con ello se ha logrado identificar las posibles fallas y causas que las producen; cabe mencionar que no todas ellas se relacionan con la actividad sísmica, sin embargo, si forman parte de la vulnerabilidad del puente. En los siguientes puntos se discutirán algunas de estas causas y las experiencias de otros autores.

2.1.1. Falla de los tímpanos.

El relleno que se coloca entre los tímpanos tiene la función de nivelar la superficie de rodamiento y ayudar a que haya una distribución más uniforme de las cargas sobre las bóvedas; dado que su función no es estructural es común encontrar materiales poco homogéneos en los rellenos, desde gravas y arenas, hasta escombros y en casos más recientes concreto pobre. A pesar de que el aporte en términos de rigidez es muy bajo, el relleno es un factor muy importante para el comportamiento dinámico del puente, debido a la cantidad de masa que se concentra en esa zona. (López J., 2017).

Como en cualquier otro muro que tiene como función retener un volumen de material, los tímpanos están sujetos y pueden fallar por distintas acciones, ya sea por el empuje estático que produce el volumen de material en reposo, por deslizamiento cuando no hay suficiente carga vertical que mantenga al muro en su posición ante carga lateral o por volteo debido a la inestabilidad por efecto de los momentos que producen las cargas actuantes. El primer caso es muy poco probable que se presente debido a que se trata de muros de poca altura y el empuje depende directamente de la

altura del relleno, además los muros son suficientemente robustos para resistir estos empujes. Por lo tanto, los tímpanos son más vulnerables al deslizamiento y al volteo, producto de la aceleración de la masa bajo la acción de cargas dinámicas.

Rota (2004) realizó un estudio de vulnerabilidad sísmica en puentes de mampostería en Italia, donde se construyeron un número importante de puentes de mampostería, tanto vehiculares como ferroviarios entre 1830 y 1930. En su estudio encontró como la interacción entre el material de relleno y los muros que lo contienen, representa un mecanismo de falla que se presenta al inicio del movimiento sísmico, donde los muros sufren un volteo provocado por los empujes dinámicos de la masa de suelo. Como parte de los antecedentes toma el caso del sismo de Bhuj en India con magnitud de 7.7 ocurrido en enero de 2001, el cual causó daños en diversos puentes con características similares, claros cortos y alturas de pila pequeñas como el puente mostrado en la Figura 4.



Figura 4 Fallo de los tímpanos en un puente en India, sismo de Bhuj, 2001 (Rota et al., 2004).

Este tipo de análisis está enfocado particularmente en el comportamiento de los tímpanos, para diferentes tipologías de muro, tipos de suelo y zonas sísmicas, proporcionando una idea clara de la vulnerabilidad de estos elementos en los puentes históricos. A pesar de que se trata de un modo de falla local en los muros, es importante para conocer el comportamiento del puente, y tener una idea de los resultados esperados en este trabajo.

Palermo et al. (2010) desarrollaron un estudio a raíz del sismo de Darfield con magnitud 7.1 en Nueva Zelanda ocurrido en 2010, para evaluar los daños ocurridos en puentes durante el evento.

Para el estudio se realizaron inspecciones visuales en 55 puentes de la zona para tener un panorama general de los daños y determinar cuáles puentes requieren ser intervenidos, así como el nivel de prioridad de cada uno de ellos. El sismo afectó principalmente estructuras de periodo corto, como lo son los puentes de mampostería y otros puentes de claro corto. Del grupo de puentes estudiados, quince de ellos resultaron con daños importantes incluidos seis puentes peatonales. El puente Saby's Road situado a 31 km del epicentro es un puente de mampostería que presentó daño severo en la superestructura, generado por el movimiento diferencial de los hombros del río. Debido a este movimiento el puente estuvo sujeto a una fuerza de compresión muy superior a la de servicio, formando un mecanismo de tres articulaciones que produjo la falla del arco (Figura 5).



Figura 5 Formación de articulaciones en el puente Saby's Road (Palermo et al., 2010)

2.2. Daño producido por factores externos

Modena y Tecchio (2016) clasifican los daños que se presentan en puentes de mampostería como función de su origen, ya sea en la cimentación o en la superestructura. Los daños en la cimentación suelen estar relacionados principalmente con efectos de socavación cuando el puente cruza un cuerpo de agua, o bien con asentamientos diferenciales debido a una falla del suelo. Las estructuras de mampostería son estructuras frágiles con poca ductilidad, esto quiere decir que su capacidad ante desplazamiento es muy limitada, a diferencia de las estructuras contemporáneas, en las que se acepta cierto desplazamiento desde su concepción y diseño. Esta característica tan particular de las estructuras de mampostería, permite que todo fenómeno capaz de inducir desplazamientos

provoque daño y considerando la edad de los puentes históricos es muy probable que la mayoría de ellos haya estado sujeto a alguno de estos factores durante su vida útil.

Uno de los problemas que se tiene con el daño en la cimentación, es que la mayoría de las veces no es visible y por tanto es más difícil prevenirlo, a diferencia del daño en la superestructura. El daño en la superestructura puede deberse a diversos factores como la presencia de humedad y agrietamiento (Figura 6), principalmente en las bóvedas, pérdida de juntas en la mampostería (Figura 7). En general estos daños están relacionados con un mantenimiento insuficiente, como por ejemplo la funcionalidad del sistema de drenaje; otras veces tiene que ver con la evolución de las cargas vivas que transitan sobre los puentes, aunque esto último es más complejo de contrarrestar ya que implica reforzar algunos elementos de la estructura para que siga siendo suficientemente funcional. La falla de los tímpanos también forma parte de este grupo, así como cualquier grieta o fractura que se presente en los elementos pila, aunque esto suele ser poco común debido a las dimensiones que tienen.

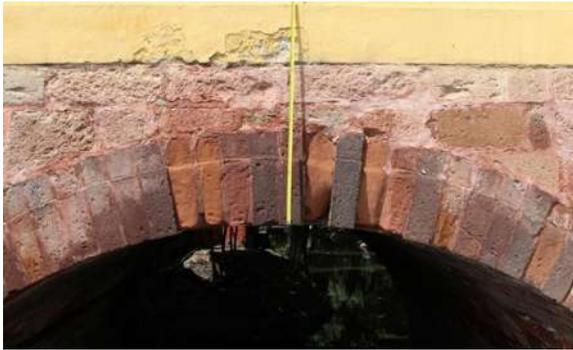


a)



b)

Figura 6 a) Humedad y eflorescencia,(6) b) Agrietamiento de bóvedas (Sánchez et al., 2005).



a)



b)

Figura 7 a) Intemperización de la mampostería, b) Pérdida de juntas.

2.2.1. Incremento de las cargas de servicio e intemperización

En algunos países europeos ya se han llevado a cabo programas de inspección y rehabilitación de puentes de mampostería, coordinando esfuerzos entre ayuntamientos y Universidades para recuperar el patrimonio que representan estas estructuras. En la Universidad de Minho en Portugal, Lourenço y Oliveira participaron en un proyecto donde se estudió un grupo de puentes localizados en el norte de Portugal, para determinar su geometría y el nivel de daño que presentan actualmente; así mismo realizaron algunas propuestas de refuerzo con fibras FRP para los casos con mayor daño estructural y medidas de intervención para los problemas más comunes.

Los problemas más comunes que se encontraron en el grupo de puentes fueron: presencia de humedad y vegetación, pérdida de juntas y agrietamiento de las bóvedas. Uno de los puentes con mayor daño fue el puente Negrelos que pasa sobre el río Vizela, es un puente formado por tres arcos semicirculares, con un claro de 6.4 m en el arco central y 8.0 m en los arcos laterales, alcanzando una longitud total de 30 m con un ancho de calzada de 3.0 m. El puente fue construido en su totalidad utilizando mampostería de piedra, pero debido a que ha sido intervenido en algunas ocasiones, algunos elementos como es el caso de los parapetos han sido reemplazados en algunas zonas por bloques de concreto.

El puente Negrelos muestra un agrietamiento muy marcado en el intradós del arco central (Figura 8), el cual se presume fue causado por un desplazamiento de los tímpanos provocado por el empuje excesivo del material de relleno, los autores atribuyen este comportamiento a la falta de un

mantenimiento regular y al incremento de las cargas vivas que transitan sobre el puente. Una falta de inspección y mantenimiento puede incrementar notablemente la probabilidad de falla de los tímpanos, al combinarse con el modo de falla provocado por acciones accidentales; afectando directamente la estabilidad de las bóvedas.



Figura 8 Daños más relevantes del puente Negrelos (Lourenço y Oliveira)

Como parte de este proyecto se fabricaron además modelos a escala de algunas tipologías de arco observadas en los puentes en estudio, para evaluar el comportamiento con y sin refuerzo de fibras, así como la forma más eficiente de aplicar este sistema. Se eligió el refuerzo con fibras debido a que presenta ventajas notables para el refuerzo de mampostería, entre las que se encuentran: peso volumétrico bajo, alta resistencia a la tensión, facilidad para colocar en superficies curvas, poco tiempo de instalación y alta resistencia a la corrosión. (Oliveira et al., 2010).

2.2.2. Socavación en pilas

Wardhana y Hadipriono (2003) realizaron un estudio en Estados Unidos para determinar con precisión el número de puentes que se encontraban en estado crítico o que incluso colapsaron durante la década de los años noventa, con ello pretendían generar un catálogo que les permitiera identificar las distintas causas que provocan daño en los puentes y a partir de ello tomar medidas y crear programas que permitan elevar la vida útil de estas estructuras.

Para el estudio se trabajó con una muestra de 503 puentes que fallaron durante el periodo establecido, de los cuales se obtuvieron datos interesantes. Primeramente, se hizo una clasificación de acuerdo a la tipología de puentes, de los cuales 17 de ellos son puentes en arco, representando

un 3.38 % del total, aunque no se especifica si todos ellos son de mampostería. También se agruparon los puentes según el año en que fallaron y el estado en que estaban localizados, de ahí se identificó que un total de 112 puentes habían fallado en el año de 1993, de los cuales la mayoría pertenecían al Estado de Iowa, que curiosamente fue una de las zonas más afectadas por inundación durante ese año.

A partir de esta premisa realizaron un estudio más a fondo para determinar las causas que produjeron la falla de cada uno de los puentes y se confirmó que las principales causas están relacionadas con el aspecto hidráulico que representa un 52.88 % del total. De esta cifra el 32.8 % son debido a inundación y el 15.51 % a causa de la socavación de la cimentación. Esta información nos dice que el aspecto hidráulico representa, por lo menos en Estados Unidos una de las principales causas de daño en puentes y por tanto no se puede hacer caso omiso de ella; aun si consideramos que los puentes de mampostería suelen estar muy protegidos del flujo de agua a través de los tajamares, se debe considerar la posibilidad de que estos fallen o sean arrastrados durante algún evento que involucre una avenida extraordinaria.

Capítulo 3. MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL EN ESTRUCTURAS HISTÓRICAS

El desarrollo de modelos numéricos en la resolución de problemas se ha convertido en una herramienta indispensable en el área de la ingeniería y el análisis de estructuras no es la excepción. Gracias al desarrollo de la informática en las últimas décadas ha sido posible retomar y aplicar algunos conceptos que en su momento resultaban imposibles debido a la capacidad de procesamiento que requieren. Un claro ejemplo de ello es la aplicación de los conceptos del elemento finito para la solución de problemas físicos complejos, aplicado a través de algoritmos computacionales que permiten hoy en día resolver fenómenos de todo tipo empleando modelos numéricos.

Para tener total confianza en los resultados obtenidos de un modelo numérico, se debe buscar la forma de validarlos, aceptando un margen de error para cada caso particular; las estructuras se suelen caracterizar a través de sus propiedades dinámicas, entendiendo como tal los modos de vibrar y amortiguamientos, de tal forma que es posible utilizar esta información para validar los resultados de un modelo numérico, siempre y cuando sea posible obtener dichos parámetros de manera física en la estructura. Una vez hecho lo anterior, se comparan los parámetros entre el fenómeno real y su contraparte en el modelo numérico que lo representa, buscando que se aproximen entre sí bajo algún criterio, de no ser así se deberá modificar el modelo numérico hasta obtener el resultado deseado.

Obtener las propiedades dinámicas de los modelos numéricos es la parte sencilla, ya que existe una amplia gama de software disponible para dicho fin, con programas que van desde el enfoque de propósito general que son capaces de resolver problemas en diversas áreas de la ingeniería, hasta los que están enfocados a la resolución de problemas particularmente en el área de la ingeniería estructural. No obstante, es necesario analizar adecuadamente la estructura que se estudia para que el modelo numérico efectivamente la represente desde el punto de vista dinámico. De tal forma que la parte más compleja suele ser la determinación de las propiedades dinámicas en la estructura original, para lo cual se han propuesto diversas metodologías basadas en la identificación de sistemas. La aplicación de estos métodos surge inicialmente en la ingeniería

eléctrica, sin embargo, a mediados de la década de los noventa aparecen los primeros trabajos de aplicación en la ingeniería civil.

3.1. La vibración ambiental como herramienta para determinar las propiedades dinámicas en estructuras

En términos muy generales, la identificación de sistemas consiste en identificar las propiedades de un sistema cualquiera que depende de un conjunto de variables, procesando una señal de entrada y una señal de salida que ha pasado a través de dicho sistema. Cuando se trabaja con modelos físicos en un laboratorio es posible controlar la señal de entrada y registrar una señal de salida con cierta facilidad, incluso cuando se trata de realizar pruebas de carga a escala real en el sitio para estructuras muy particulares, esto se puede lograr aunque con un poco más de esfuerzo; sin embargo, en la mayoría de los casos es inviable aplicar una carga a las estructuras, ya sea por la magnitud de la señal de entrada que se tiene que inducir, o simplemente para evitar algún daño producto de la aplicación de la carga. Principalmente por estas razones surge la necesidad de aplicar otro tipo de técnicas basadas únicamente en la señal de salida, evitando no solamente la aplicación de una carga controlada sino también el registro de la señal de entrada, cualquiera que sea su origen incluso si se debe a cargas dinámicas como el viento, el sismo o simplemente el ruido ambiental.

En este trabajo se intentará proporcionar las bases para entender los conceptos necesarios aplicables al caso que nos interesa, recomendando y direccionando a las fuentes originales para consultar en mayor detalle los métodos. En este trabajo, la aplicación de los métodos para la identificación de sistemas se realizará utilizando el programa ARTeMIS Modal Pro (2016), que como veremos es una herramienta muy utilizada en el área de la ingeniería estructural. El programa utiliza el análisis modal operacional que es la aplicación de la identificación de sistemas en la ingeniería estructural y consiste en identificar los modos de vibrar de la estructura. Este tipo de análisis utiliza únicamente como señal de entrada la vibración ambiental y registra la señal de salida a través de un conjunto de sensores colocados estratégicamente.

En este contexto podemos abordar algunas de las técnicas utilizadas por el programa ARTeMIS Modal Pro (2016) para obtener los parámetros modales que nos interesan, siendo una de las más

empleadas la descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD). Esta técnica surge como una extensión de la técnica clásica conocida como Peak Picking, propuesta por Felber en 1993 y que ha sido ampliamente utilizada por su practicidad. Con esta técnica se calculan las frecuencias naturales a través de los picos de la Densidad de Energía Espectral Promedio Normalizada (ANPSDs), las cuales se obtienen al procesar la señal registrada para convertirla al dominio de la frecuencia utilizando la transformada discreta de Fourier. Con este enfoque clásico se obtienen resultados satisfactorios siempre y cuando los modos a encontrar no sean demasiado cercanos entre sí en términos de frecuencia, incrementando notablemente la incertidumbre cuando no se cumple dicha condición, sin embargo, quizá la mayor limitación en contraste con las técnicas que surgieron posteriormente es la incapacidad de obtener los amortiguamientos. Su mayor ventaja es la practicidad debido a que permite al usuario introducir su criterio y tener una mejor interpretación de los resultados que se obtienen.

Dado que estas son algunas de las técnicas que surgieron inicialmente con aplicaciones en la ingeniería estructural, han sido las que se han usado con una mayor aceptación hasta la actualidad, en gran medida debido a la transparencia en los resultados. Actualmente también es común encontrar trabajos aplicando técnicas en el dominio del tiempo y no de la frecuencia, como la técnica del subespacio estocástico que ha demostrado ser una alternativa muy viable. En términos de aplicación, la identificación modal operacional ha sido utilizada en una gran diversidad de estructuras, desde edificios de gran altura hasta puentes de todo tipo, técnicamente es aplicable a cualquier estructura siempre y cuando se utilicen y calibren los sensores en el intervalo de frecuencias adecuado, aunque como veremos más adelante algunas de ellas presentan un mayor reto debido a sus propiedades dinámicas.

Para el caso de los puentes hay un gran número de casos donde se ha aplicado la identificación modal operacional con resultados favorables, tal es el caso de Gentile y Gallino (2007), quienes estudiaron el puente Victoria en la provincia de Lecco, Italia. El puente Victoria fue construido en 1923 para cruzar un valle de gran profundidad, tiene 75 m de longitud y 4.8 m de ancho de calzada; al ser un puente de concreto reforzado con estructuración a base de arcos, rápidamente se convirtió en un puente muy emblemático en la zona. Los arcos soportan una serie de vigas y columnas de sección rectangular, formando armaduras que a su vez dan soporte al tablero, trabajando de manera

conjunta con 17 vigas transversales que le proporcionan rigidez lateral. Los arcos son de sección variable, proporcionando una vista más estética.

Es importante señalar que en estructuras históricas que, como ya se comentó la mayoría suelen estar construidas con mampostería de piedra, debido a la rigidez tan alta que tienen el número de modos que se pueden estimar con estas técnicas es más limitado.

3.2. Antecedentes en estructuras históricas

En el caso de estructuras con carácter histórico, en términos de materiales y técnica empleadas, se cuenta hoy en día con un gran número de aplicaciones del Análisis Modal Operacional. Como se comentó en el capítulo 2, el estudio de este tipo de estructuras con un enfoque más técnico desde el punto de vista de la ingeniería estructural se comenzó a abordar desde el inicio de la década de los 90, lo cual está directamente relacionado con el surgimiento de técnicas de identificación de sistemas aplicados a la ingeniería estructural. Esto de alguna forma indica que el estudio formal de las estructuras históricas se debe en gran medida al desarrollo de estas herramientas y por tanto no se debe perder de vista la importancia que tienen para su entendimiento. En realidad, el primer auge surge principalmente en edificios de carácter religioso, ya que de alguna forma son los que están más sujetos a observación, además de que muchos de ellos forman parte del patrimonio cultural de la sociedad mundial y por tanto su interés es el de preservarlos. Sin embargo, de forma paulatina se ha ido extendiendo la aplicación a otro tipo de estructuras como son los puentes, que es el tema que nos interesa en este momento y por ello serán este tipo de antecedentes los que se aborden a continuación.

El puente Luiz Bandeira (Sena-Cruz J, Ferreira R et al., 2013), es un ejemplo de la aplicación del análisis modal operacional con vibración ambiental para calibrar modelos numéricos; aunque es un puente de concreto, es considerado histórico debido no solamente a su antigüedad, sino también por ser un símbolo para la sociedad portuguesa. Para registrar la vibración ambiental se utilizaron 8 acelerómetros uniaxiales, colocados en 10 puntos distintos del puente (Figura 9) a través de cuatro mediciones (setup) con una duración de 10 minutos cada una. Nuevamente se utilizó el programa ARTEMIS para identificar los modos, utilizando tanto la técnica EFDD (FDD mejorada que permite calcular amortiguamientos), como la identificación en el espacio estocástico (SIS).

Las frecuencias obtenidas utilizando las dos técnicas oscilan entre 3.47 y 16.57 Hz, donde nuevamente se comprobó la validez de los resultados al obtener valores muy similares entre ambas técnicas, principalmente en los valores de las frecuencias, ya que en el caso de los amortiguamientos las diferencia son ligeramente más significativas.

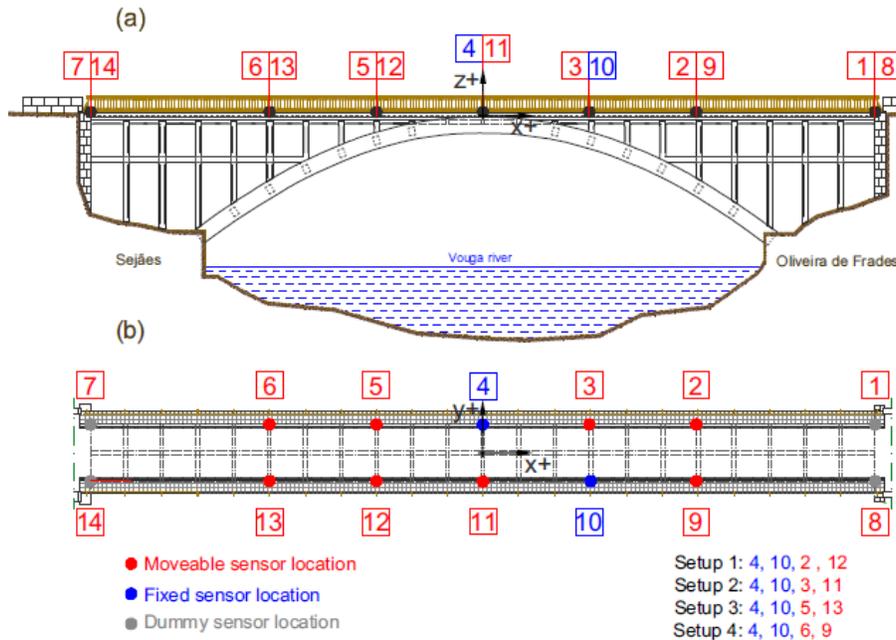


Figura 9 Ubicación de los sensores en el puente Luiz Bandeira a) elevación, b) planta (Sena-Cruz J, Ferreira R et al., 2013)

Con las frecuencias obtenidas se calibraron los modelos numéricos, considerando como variables: la conexión entre los elementos del puente y las condiciones de frontera, dejando fijo el módulo de elasticidad; para este fin se consideraron únicamente los dos primeros modos, al ser los únicos con diferencias menores al 10 % entre lo experimental y lo numérico. Finalmente se trabajó con los modelos numéricos calibrados para determinar el nivel de seguridad actual del puente, como parte de un proyecto multidisciplinario que tenía como objetivo preservar el puente.

Sevim et al. 2015, estudiaron el efecto de la distancia a la falla en el comportamiento sísmico de los puentes en arco de mampostería, combinando el uso de modelos numéricos con resultados experimentales obtenidos de la vibración ambiental. El caso de estudio es el puente Timisvat en Turquía construido durante la primera mitad del siglo XIX, es un puente formado por dos arcos de 6 m y 25 m de claro, alcanzando una longitud total de 51.7 m con una altura en la zona más elevada de 13.5 m. La medición ambiental se llevó a cabo utilizando 15 sensores piezoeléctricos uniaxiales

repartidos en toda la longitud del puente (Figura 10), con una duración de 20 minutos. El análisis modal se llevó a cabo utilizando la técnica EFDD a través del programa OMA, con el que se logró identificar seis frecuencias en un intervalo de 0-20 Hz (Figura 11); para comparar con el modelo numérico se utilizaron solamente las primeras tres, para las cuales se encontró un promedio de desviación del 10 %.

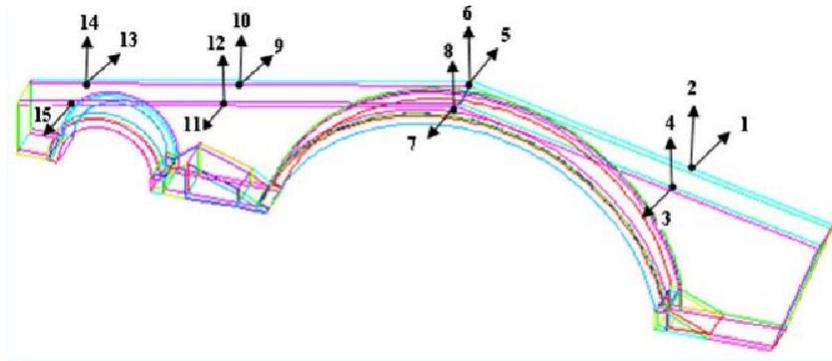


Figura 10 Posición de los sensores en el puente Timisvat (Sevim et al., 2015)

A pesar de ser un puente muy flexible, se encontraron pocas frecuencias en comparación con estructuras construidas con otros materiales como el caso del concreto como lo vimos al inicio de este capítulo; es aquí donde cobra importancia la colocación de los sensores en puentes de mampostería, ya que se debe hacer de tal forma que logre capturar el movimiento de la estructura durante la medición. Finalmente, con los parámetros modales se calibraron los modelos y se llevó a cabo el análisis sísmico, que mostró un incremento considerable en los desplazamientos producto de los movimientos del suelo cercanos a la falla, respecto a los que se encuentran alejados de ella, con lo que se remarca la importancia de utilizar este tipo de registros cuando se trabaja con estructuras tan rígidas como los son los puentes de mampostería.

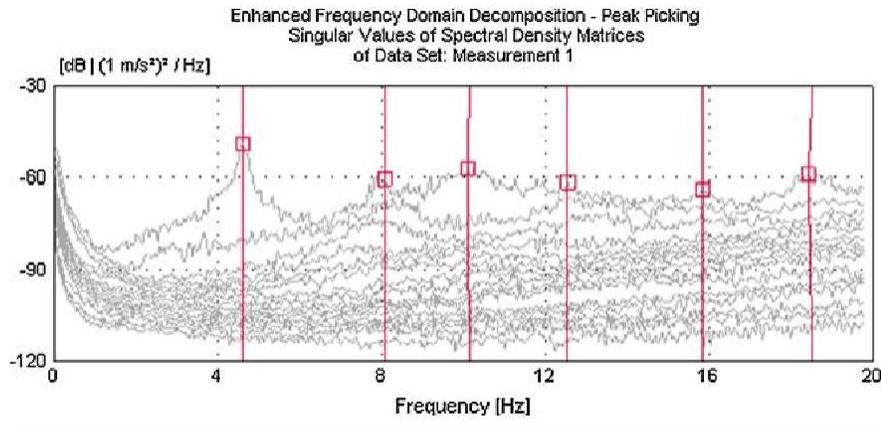


Figura 11 Frecuencias obtenidas del análisis modal operacional en el puente Timisvat (Sevim et al., 2015)

Capítulo 4. SELECCIÓN DE PUENTES EN MÉXICO

México es un país con una enorme riqueza arquitectónica reconocida a nivel mundial y prueba de ello es la gran cantidad de monumentos históricos que son considerados como patrimonio de la humanidad. Una buena parte de estos monumentos corresponden a edificios y estructuras que en su tiempo cumplían con diversas funciones en la sociedad, hoy en día muchos de ellos siguen cumpliendo esa función, sin embargo, muchos otros solo permanecen como testimonio de una sociedad que ha ido evolucionando al pasar de los años, pero también como muestra del gran ingenio de la época y de la calidad al momento de elaborar proyectos y ejecutar obras.

El estudio y la conservación de dichos inmuebles están a cargo del Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH) y es a través de su Coordinación Nacional de Monumentos Históricos que se tuvo un primer acercamiento con el Catálogo Nacional de Monumentos Históricos Inmuebles. En este catálogo están incluidos aquellos inmuebles que el propio INAH ha declarado como monumentos históricos y de los cuales se han encargado de recopilar información correspondiente a su historia, construcción, trabajos de restauración y/o mantenimiento, así como todo aquello que pueda ser objeto de interés para los fines de la institución. En el caso de los puentes se cuenta incluso con información geométrica que puede llegar a nivel de planos.

Por lo descrito en (López J., 2017), en coordinación con el INAH, se obtuvo un primer listado de los puentes de carácter histórico localizados en los estados de Michoacán y Guanajuato (Figura 12). Se elige el estado de Michoacán debido a la simplificación de la logística durante las campañas de medición y por otro lado el estado de Guanajuato debido a que se tenía conocimiento de la existencia de por lo menos un par de puentes localizados en esa zona y que eran de gran interés para este proyecto. Para llevar a cabo la elección final se consideró que ya se había trabajado el puente Batanes mediante el programa LimitState: Ring, para poder revisar la resistencia del puente ante el efecto de las cargas vehiculares, así como también el hecho de que no pudo completar el análisis del puente Batanes ante ningún sismo ni carga (Figura 13).



Figura 12 Micro localización de los puentes en los Estados de Guanajuato y Querétaro (López J., 2017).



Figura 13 Localización del puente Batanes.

4.1. Descripción del puente Batanes

Se trata de uno de los puentes que cruzan el caudaloso Río Lerma y pertenece a la localidad de San Andrés de Salvatierra, Guanajuato. Se localiza entrando a la localidad por la carretera Yuriria – Salvatierra en donde la calle Fray Andrés de San Miguel pasa a ser Guillermo Prieto. Se considera uno de los puentes más emblemáticos del periodo colonial construido en 1649 por el arquitecto y religioso carmelita fray Andrés de San Miguel y recibe su nombre debido a que se construyó junto al sitio donde se encontraban los batanes (dispositivos que servían para fortalecer tejidos y que funcionaban con energía hidráulica). Por lo que se sabe su construcción se llevó a cabo en ochenta días y desde entonces ha resistido a grandes avenidas que en algunas ocasiones han logrado casi cubrirlo por completo.

Es un puente construido a base de piedra mamposteada con mortero de cal, con acabado aparente en todos sus elementos para proporcionar al puente la sensación de unidad. La construcción del puente surge a partir de un convenio entre la orden de los carmelitas y el gobierno local, acordando que este sería construido por dicha orden y a cambio sus miembros tendrían el derecho de cobrar peaje por cruzarlo; fueron ellos quienes encomendaron el diseño y la construcción al fray Andrés de San Miguel quien ya tenía experiencia en la construcción de puentes sobre el Río Lerma. El puente Batanes está compuesto de 14 arcos y es considerado demasiado largo para la época pues alcanza una longitud que supera ligeramente los 170m. Por otro lado, es un puente muy angosto que apenas alcanza los 4.20m de ancho de los cuales aproximadamente 80cm de cada lado son para circulación peatonal reduciendo aún más el ancho de calzada para el tránsito de vehículos.

En general el estado de conservación del puente es aceptable, quizá los elementos que presentan un mayor deterioro son las pilas que se encuentran sobre el cauce, siendo su extremo aguas arriba el más afectado. El resto del puente no presenta un daño aparente salvo la intemperización de los materiales. Finalmente se resalta el hecho de que en la actualidad presenta un tránsito vehicular importante, lo cual evidencia la necesidad de llevar a cabo estudios de seguridad estructural.

En 2012 se llevó a cabo un trabajo de reparación del puente debido a un accidente que provocó el desprendimiento de una porción de parapeto, los cuales están contruidos también de mampostería de piedra; por fortuna se logró rescatar parte de las piedras que fueron desprendidas para ser pulidas y recolocadas en el puente. (López J., 2017).

Como ya se comentó, el puente está formado por 14 arcos, aunque el arco localizado en el lado Sur del puente, en el extremo que conduce hacia el centro de Salvatierra, fue clausurado probablemente debido a que la localidad se ha extendido a tal punto que ese primer arco ya funge como parte de la cimentación de una vivienda, por lo cual se decidió reforzar. Es probable que estos primeros arcos hayan sufrido algún daño debido al exceso de cargas, ya que incluso un segundo arco se encuentra reforzado con una especie de columna construida también con mampostería de piedra.

Los arcos son de medio punto y los claros que cubren oscilan entre 6.00 m y 6.90 m con alturas alrededor de los 7.50 m en la zona del río, reduciéndose en gran medida hasta llegar incluso a los 2.00 m en algunos de los arcos que se apoyan sobre los terraplenes. Por otro lado, la sección transversal de las pilas se aproxima a una sección rectangular, aunque muchas de ellas presentan un ensanchamiento en uno de los extremos que las hace trapezoidales; además la gran mayoría de ellas presenta un ángulo de esviaje que va desde los dos grados, hasta 9.50° en las pilas del extremo Norte. Considerando lo anterior y el hecho de que las pilas son de un ancho muy reducido, oscilando entre 1.40 m y 1.80 m, se tiene un puente con una irregularidad muy importante.

Cuatro arcos cruzan el río Lerma y están en contacto con el agua la mayor parte del año. En ocasiones extraordinarias, el río crece hasta cubrir la totalidad de los mismos Figura 14. Existe un total de 16 estribos aguas arriba y abajo, de los cuales tres de ellos tienen tajamares triangulares adosados (Figura 15). A la entrada y salida de la estructura se construyeron torreones o ermitas para el cobro del pontaje, de las cuales solo queda en pie la ermita poniente.



a)

Figura 14 Calzada del puente Batanes



b)

Figura 15 Cruce sobre el río Lerma

Capítulo 5. MEDICIÓN EXPERIMENTAL DE PROPIEDADES

DINÁMICAS

5.1. Metodología y equipo

Además de la inspección visual, es necesario realizar análisis numéricos y experimentales para determinar la seguridad de los puentes. Para determinar las propiedades dinámicas del puente se realizó un levantamiento geométrico y una campaña de mediciones del ruido. En este caso se llevó a cabo una campaña de mediciones de vibración ambiental, para identificar sus propiedades dinámicas, y mediante estos valores inferir el grado de deterioro en que se encuentra. Además, la información obtenida permitirá, en una segunda etapa, calibrar los resultados experimentales con modelos analíticos refinados del puente.

Para llevar a cabo la identificación de sistemas se utilizó el programa ARTeMIS Modal Pro, que utiliza diversas técnicas tanto en el dominio de la frecuencia como del tiempo. En este caso se utilizaron únicamente técnicas en el dominio de la frecuencia. A continuación, se describen las mediciones realizadas y los resultados obtenidos de la identificación modal.

Utilizando técnicas de identificación de sistemas en el dominio de la frecuencia se obtienen las formas modales y las frecuencias de vibrar del sistema. Para realizar las mediciones se utilizó equipo de la marca Kinematics, el cual consiste en un conjunto de acelerómetros triaxiales y uniaxiales que registran la aceleración en dos direcciones horizontales ortogonales y una vertical, cuyos datos son enviados a una consola que es capaz de recibir datos de doce canales simultáneamente (Martinez G. et al., 2016).

La duración de las mediciones fue de diez minutos en todos los casos a 200 muestras por minuto (Figura 17).

5.2. Identificación de sistemas y propiedades dinámicas

5.2.1. Puente Batanes

El equipo de adquisición de datos es de la misma marca y cuenta con doce canales. Los acelerómetros se colocaron a lo largo del puente en el centro de la luz de los arcos, como se muestra en la Figura 16. Uno de los sensores triaxiales se mantuvo fijo durante la campaña de mediciones, moviendo a diferentes posiciones los demás acelerómetros.

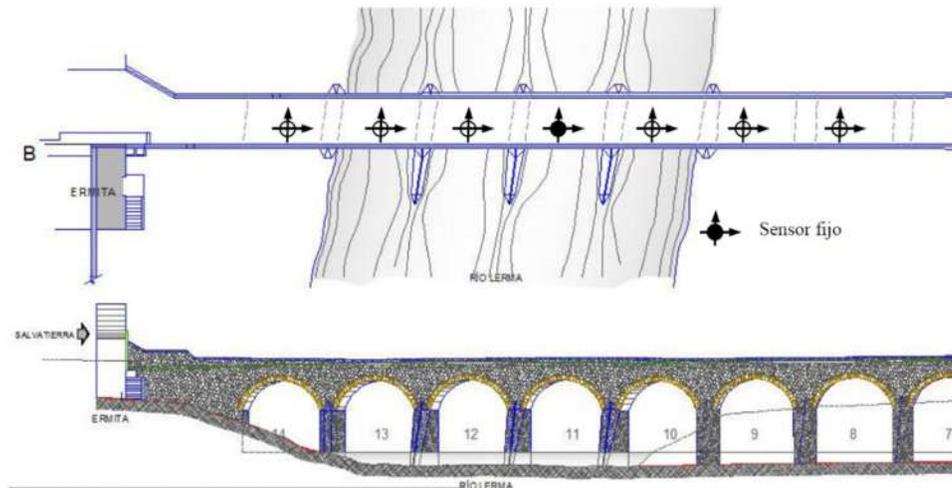


Figura 16 Planta y elevación del puente Batanes

Como resultado del modelo de análisis y la lectura de las mediciones de vibración ambiental se determinan las frecuencias y formas modales de la estructura de interés, así como el porcentaje de amortiguamiento estimado con base en las señales.



a)



b)

Figura 17 Acelerómetros utilizados en las mediciones; a) sensores uniaxiales y b) sensores triaxiales (Martínez G. et al., 2016).

Una vez efectuada la medición e importada al programa ARTeMIS para ser procesada, es posible revisar como un primer paso los registros productos de las mediciones. Es de esperar que la amplitud de las señales sea distinta en cada una de las direcciones según la posición del sensor.

Utilizando técnicas de descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD) se obtienen las densidades de energía espectral que permiten mediante inspección visual identificar los modos de vibrar de la estructura (Figura 18). Es importante señalar que debido a la elevada rigidez que tienen los puentes de mampostería, no siempre es posible encontrar una cantidad suficiente de modos de vibrar utilizando únicamente vibración ambiental, sin embargo, es común encontrar por lo menos los primeros tres o cuatro modos. Es común incluso que los modos no sean tan evidentes como en el caso de puentes más flexibles como los que se construyen actualmente, por lo que se recomienda que este procedimiento vaya siempre acompañado de un modelo numérico que valide los resultados de la identificación modal.

Los registros de las mediciones ambientales del puente Batanes permitieron identificar tres frecuencias de: 9.76 Hz, 12.6 Hz y 21.09 Hz (Figura 19), como lo muestran los espectros de densidad espectral. El primer modo de vibrar identificado corresponde a desplazamiento lateral, el segundo a flexión vertical, mientras que el tercero es una combinación de flexión y desplazamiento vertical (Tabla 1).

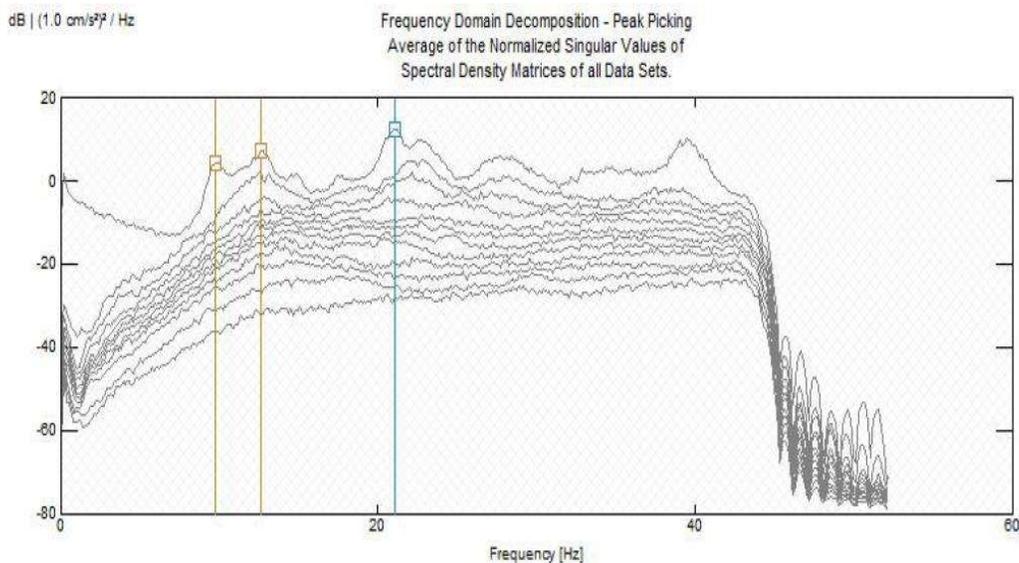
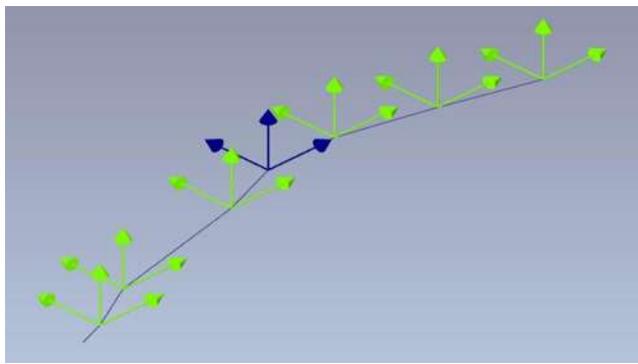


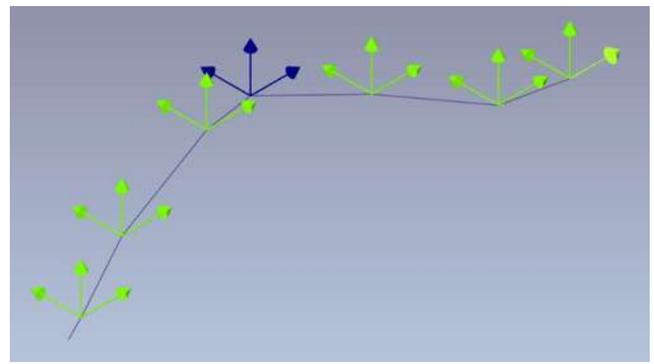
Figura 18 Identificación del puente Batanes.

Tabla 1 Frecuencias y modos de vibrar del puente Batanes

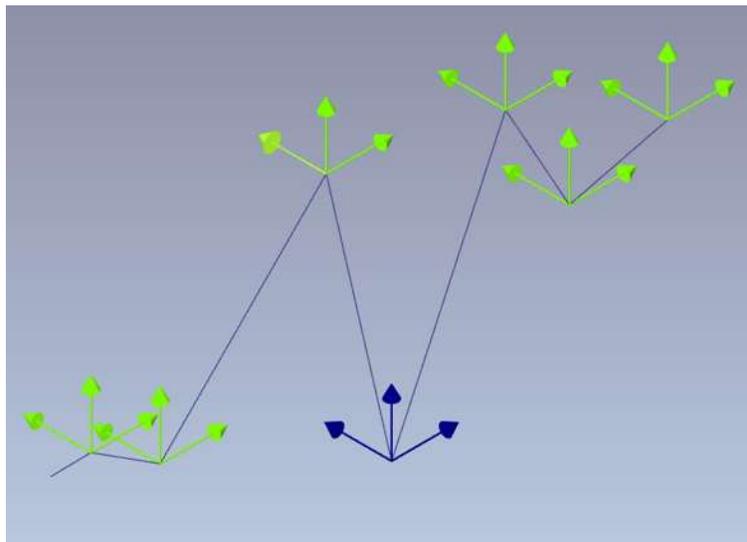
Modos	Frecuencia (Hz)	Amortiguamiento (%)	Descripción
Modo 1	9.764	6.337	Desplazamiento lateral
Modo 2	12.6	7.651	Flexión vertical
Modo 3	20.096	3.796	Flexión y desplazamiento vertical



a)



b)



c)

Figura 19 Formas modales del puente Batanes.

Capítulo 6. MODELO NUMERICO

Como se ha mencionado a lo largo de la presente investigación, el estudio de los monumentos históricos ha estado abandonado en comparación de otras áreas de la ingeniería estructural y uno de los motivos principales es la complejidad del modelado numérico de los mismos, en principio por el simple hecho de que la geometría de este tipo de edificaciones es realmente compleja, en comparación con sistemas estructurales más sencillos, los cuales pueden ser modelados con idealizaciones más sencillas y que representan adecuadamente el comportamiento real de la estructura.

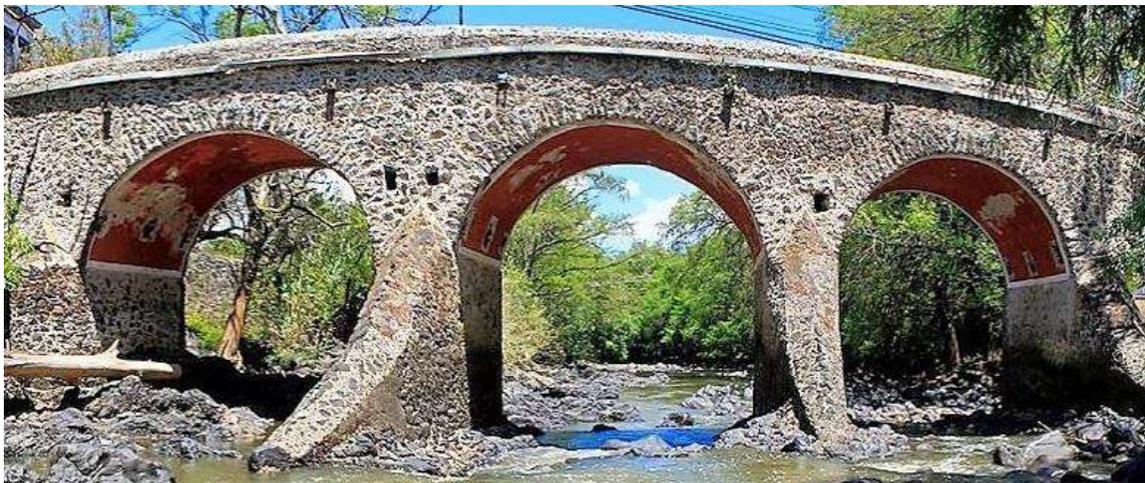
Ante esta problemática se debe tener especial cuidado con la elección del tipo de modelado numérico para estructuras de mampostería antigua, de tal forma que el modelado se acerque de mejor manera a una representación real de la estructura, para que los resultados obtenidos tengan validez.

Haciendo una evaluación de los métodos que existen para representar una edificación de mampostería antigua, y tal como lo mencionan Bustamante et al. (2007) algunos de los métodos que han arrojado resultados aceptables en el modelado numérico este tipo de estructuras son el método de elementos finitos, el método de elementos rígidos, y el método de análisis límite con bloques rígidos.

Para este caso de estudio se optó por un modelado mediante elementos finitos, éste puede dividirse en dos grupos, los análisis elásticos y los análisis inelásticos, y para cualquiera de los dos casos resulta ser un buen método, esto se ha comprobado al obtener una aceptable precisión comparándolo con los modelos experimentales Otra característica esencial por la que se optó por este método es que es el método más adecuado si se quiere analizar estructuras complejas, tal como la edificación estudiada (Figura 19). Si bien es cierto que una de las mayores limitantes es la necesidad de una cantidad de recursos computacionales de gran calidad, actualmente la mayoría de los sistemas computacionales ya nos otorgan una cantidad de recursos computacionales que podemos aprovechar, por lo tanto, esta desventaja del método ya no es un factor determinante, pero sigue dejando la constante de necesitar recursos computacionales de gran calidad para poder realizar cálculos de mayor duración y mejor exactitud.



a)



b)

Figura 20 a) y b) reflejan la complejidad de la geometría del puente Batanes.

6.1. Descripción del modelado numérico Abaqus CAE

La base general del modelo se tomará de los planos arquitectónicos del puente, si bien el modelo referido contiene un gran detallado representando las características geométricas del puente, se tuvo que realizar una optimización al mismo, debido a que para fines de la investigación en la que se pretende realizar una representación del comportamiento estructural del puente Batanes ante varios sismos serán necesarios realizar análisis elásticos lineales con las componentes sísmicas

actuando en las 3 direcciones ortogonales del movimiento, por lo que el modelo resulta ineficiente para tal fin.

La primera consideración que se hizo para modificar el modelo fue la de calcular el muro de contención de ambos lados del puente, debido a que, de los planos arquitectónicos obtenidos, no se pudo obtener este dato, ya que fue imposible poder perforar el puente para conocer tanto el espesor del muro de contención como la calidad del relleno y de la roca que conforman el puente Batanes. Este dato es necesario para poder realizar los cálculos, dado que el espesor afecta la geometría y por ende a mayor espesor se tendrá menor volumen de relleno, y a menor espesor el volumen del relleno aumentará.

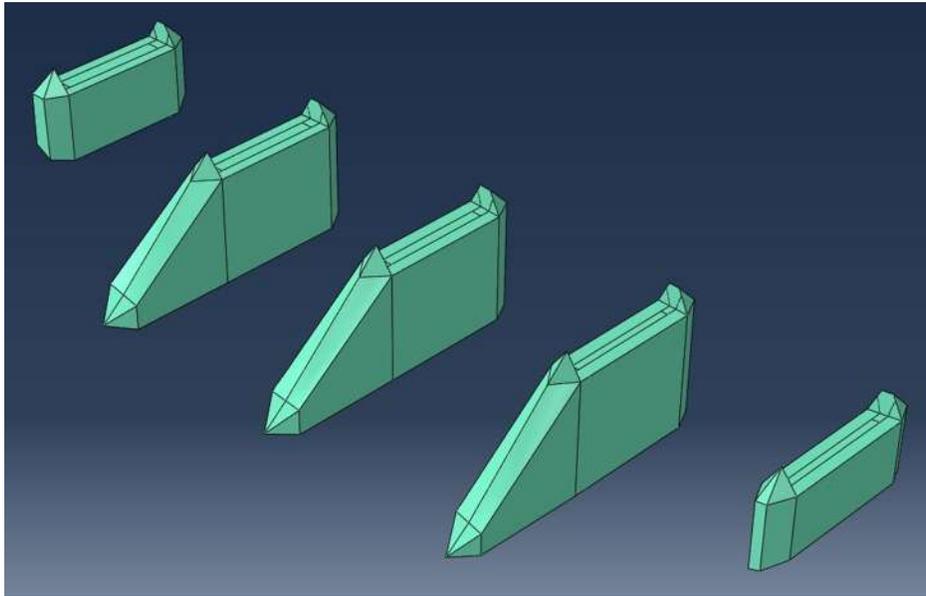
El modelo a utilizar proporciona un mallado predefinido el cual contiene alrededor de 17,000 elementos tetraédricos, dicho modelo se optimizó en el número de elementos finitos que contiene, para esto se procedió a usar dos programas computacionales, el primero el programa GID (2017) con el cual se pudo utilizar el modelo base obtenido de AutoCAD (2014), dentro del mismo software se procedió a realizar una optimización general del modelo respecto al número de puntos, intersecciones, líneas, áreas, etc., considerando en todo momento evitar perder exactitud de la geometría que presenta el puente. Es este software únicamente sirvió como plataforma para poder tener un control más adecuado de la geometría del puente, ya que la interfaz gráfica para el modelado resulta ser más eficiente para posteriormente poder exportarlo al software de mallado.

Una vez optimizado el modelo computacional se procede a exportar al segundo programa Abaqus/CAE (2015), el cual además de servir como pre-proceso también serviría más adelante como post-proceso.

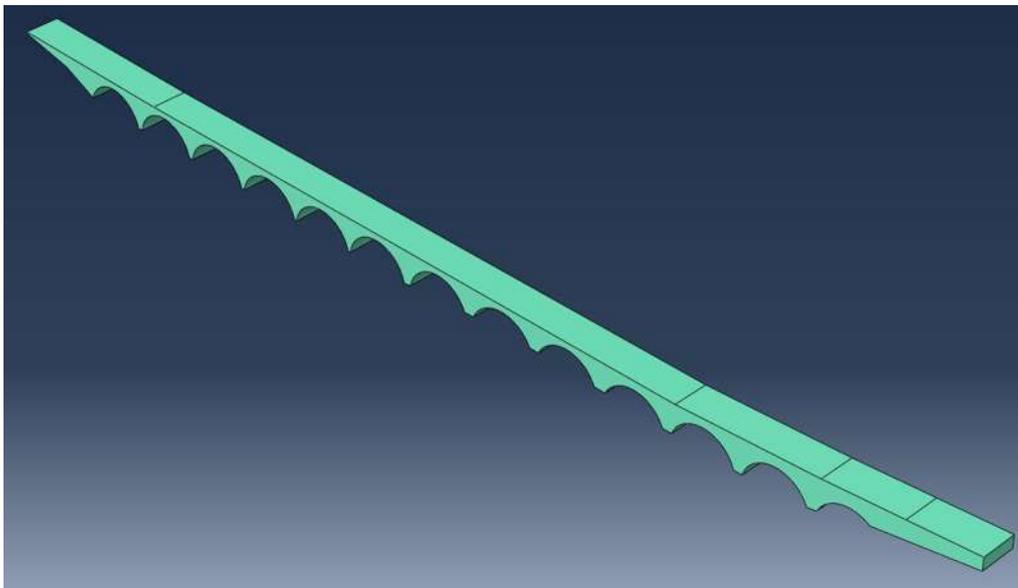
Se tomó la decisión de dividir el modelo completo del puente en 7 partes los cuales se pueden modificar manera independiente cada uno del otro, esto con el objetivo de realizar una calibración más detallada del puente.

Cada una de estas partes independientes del puente se unió con las demás mediante restricciones rígidas, las cuales son capaces de transmitir directamente los esfuerzos entre las partes, pudiendo formar un modelo completo del puente el cual trabaja como una sola entidad a pesar de estar formada por las ya mencionadas 7 partes. En la Figura 21 se aprecian algunas de las partes en las que se dividió el puente para la mejor calibración del modelo completo. Estos elementos cuentan

con las siguientes características: son modelos tridimensionales, sólidos y deformables, los cuales tienen la geometría de los elementos reales del puente.



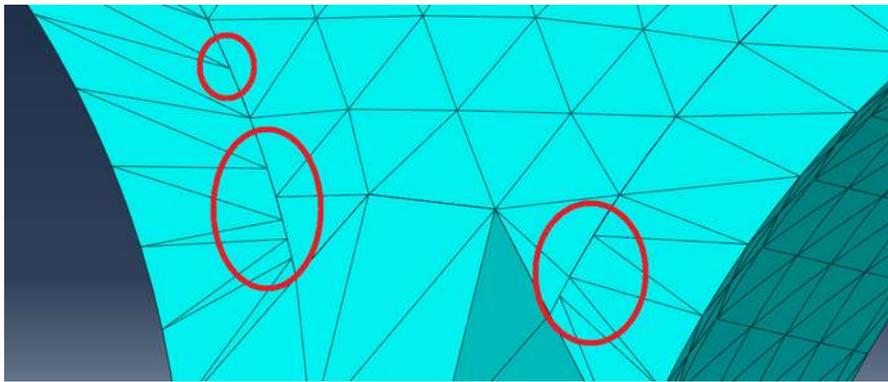
a)



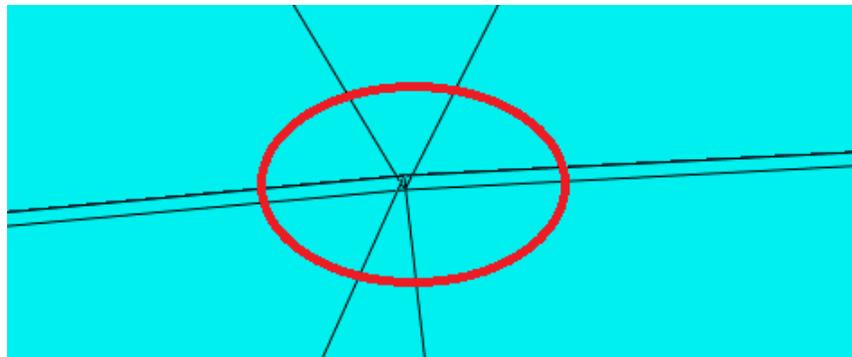
b)

Figura 21 a) Elemento 1 conjunto de base, contrafuerte y tajamar, b) Elemento 3 relleno.

El único problema que se encontró al momento de ensamblar todas las partes del puente, fue al momento de unir las partes que corresponden a la formación de las bóvedas, ya que en la unión de las líneas en forma de arco causaba problemas en el mallado, esta complejidad causaba que el programa no respetara las líneas en arco, sino que las convertía en líneas tangentes, y al momento de superponerse las superficies no lograban embonar de forma adecuada, causando que el modelo tuviese huecos en la malla (Figura 23), por lo que esta quedaba de forma inadecuada, ya que los puntos de intersección no siempre cerraban con otros puntos de intersección, dejando que cerraran en algún punto intermedio(Figura 22 a), y en algunos casos se creaban dos mallados que no se llegaban a juntar, dejando que al momento de utilizar el modelo trabajara de forma incorrecta, al considerar que eran independientes uno del otro (Figura 22 b).



a)



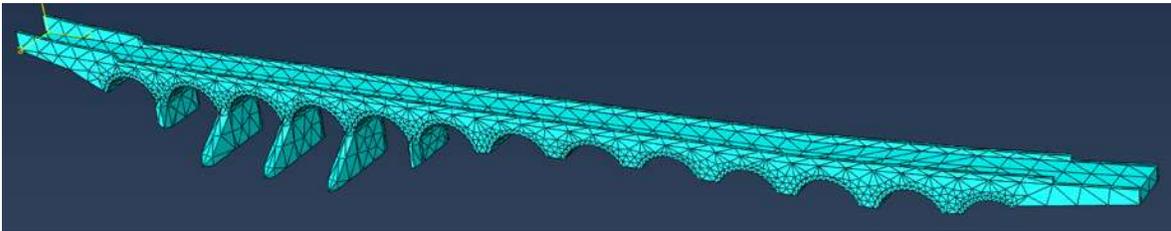
b)

Figura 22 a) problemas del cerrado de malla, b) se generan dos mallas independientes.

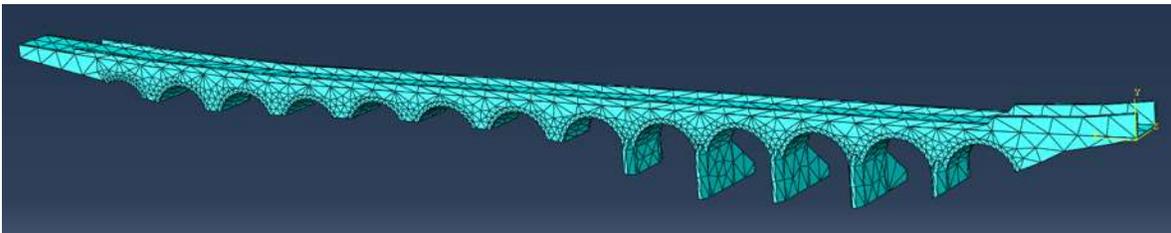


Figura 23 se generan huecos en el modelado.

El modelo completo se muestra en la Figura 24, el mallado se realizó a base de elementos tetraédricos con lo cual se puede alcanzar una mejor optimización llegando a obtener un número de 17,150 elementos finitos haciendo un mallado más denso a las partes más.



a)



b)

Figura 24 a) y b) mallado final del puente Batanes.

6.1.1. Calculo del tímpano

Los muros de retención proporcionan soporte lateral permanente a taludes verticales o casi verticales de suelo. También, a veces, los trabajos de construcción requieren excavaciones del terreno con caras verticales o casi verticales, por ejemplo, sótanos de edificios o trabajos subterráneos de transporte a poca profundidad debajo de la superficie del terreno.

Para diseñar apropiadamente los muros de retención, un ingeniero debe conocer los parámetros básicos del suelo, es decir, el peso específico, el ángulo de fricción y la cohesión del suelo retenido detrás del muro y del suelo debajo de la losa de base. Conocer las propiedades del suelo detrás del muro permite al ingeniero determinar la distribución de la presión lateral que tiene que ser considerada en el diseño, el cual consta de dos etapas.

Conocida la presión lateral de la tierra, la estructura como un todo se verifica por estabilidad, incluida la revisión de las posibles fallas por volteo, deslizamiento y capacidad de carga.

Al diseñar muros de retención, los ingenieros deben suponer algunas de las dimensiones, llamado esto proporcionamiento, para revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si la revisión de la estabilidad no da buenos resultados, las secciones se cambian y vuelven a revisarse.

Las estructuras de retención, se encuentran comúnmente en la ingeniería de cimentaciones y soportan taludes de masas de tierra. El diseño y construcción apropiados de esas estructuras requiere un pleno conocimiento de las fuerzas laterales que actúan entre las estructuras de retención y las masas de suelo que son retenidas. Esas fuerzas laterales son causadas por la presión lateral de la tierra., para poder calcular esta presión lateral observamos la Figura 25 ,donde nos muestra la propuesta del cálculo a realizar, que consta de un muro de retención sin fricción, de altura H y un relleno de suelo sin cohesión. El nivel del agua freática está a una profundidad de H_1 debajo de la superficie del terreno, y el relleno está soportando una presión de sobrecarga q por área unitaria.

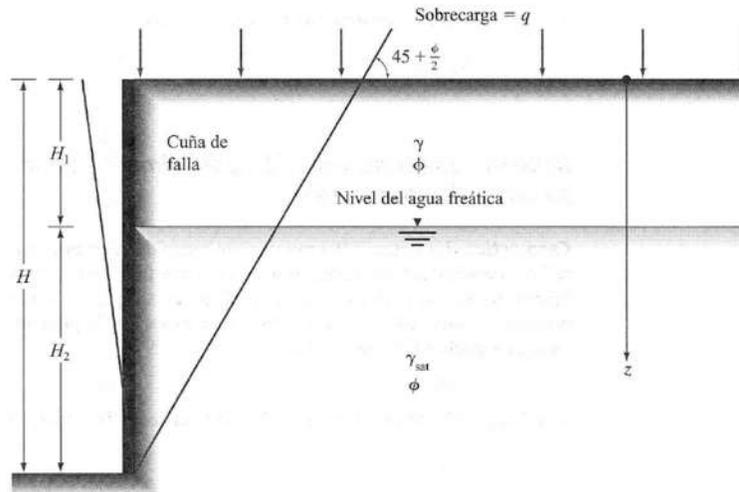


Figura 25 Muro de retención sin fricción, de altura H y un relleno de suelo sin cohesión. El nivel del agua freática está a una profundidad de H_1 debajo de la superficie del terreno, y el relleno está soportando una presión de sobrecarga q por área unitaria.

Mientras que la Figura 26 nos muestra la distribución de la presión activa de tierra de Rankine contra un muro de retención.

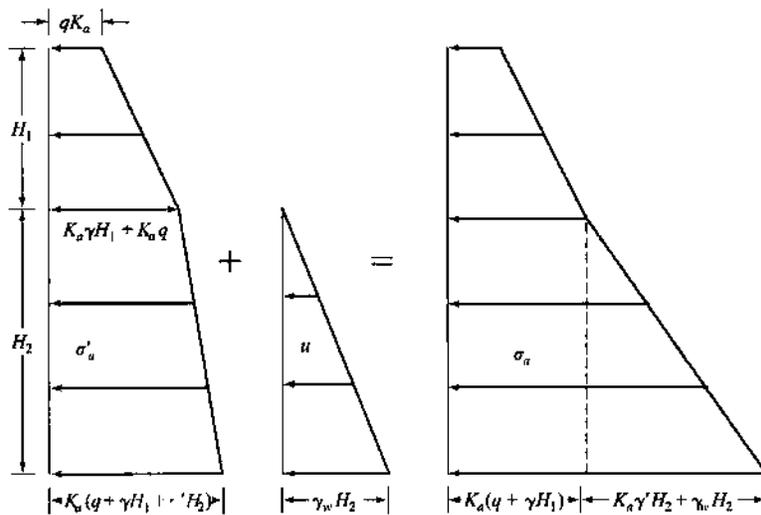


Figura 26 Distribución de la presión activa de tierra de Rankine contra un muro de retención.

La fuerza activa total por longitud unitaria del muro es el área del diagrama de la presión total, entonces, para nuestro caso se consideró una altura de nivel de agua freática de $3/4$ de la altura del muro, mientras que la sobrecarga q es el peso de un eje de un camión HS-20.

Para poder calcular el espesor del muro de contención se procede a realizar la revisión por volteo, para esta revisión, la fuerza activa de la presión y la sobrecarga es de un valor de: 13.618 Ton/m, mientras que la fuerza resistente es de un valor de: 17.601 Ton/m.

La fuerza activa por longitud unitaria del muro es el área del diagrama de la presión total, entonces:

$$P_a = K_a q H + \frac{1}{2} K_a \gamma H_1^2 + K_a \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} (K_a \gamma' + \gamma_w) H_2^2$$

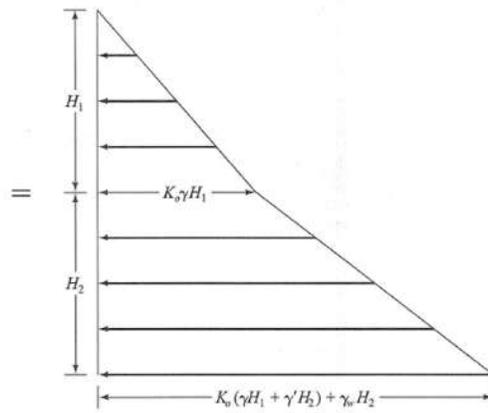
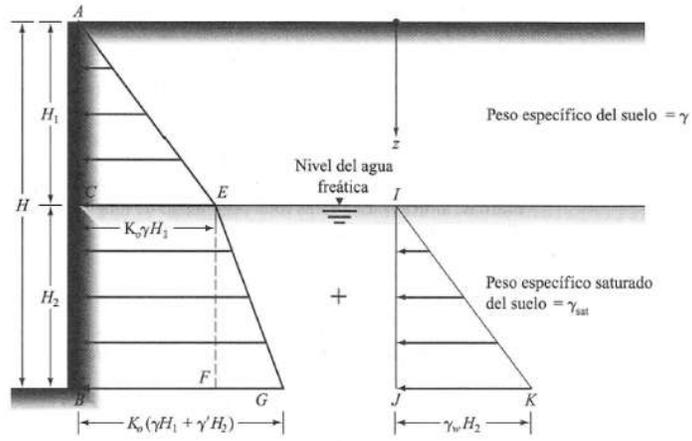
Para poder obtener la fuerza activa se sustituyeron los valores de la Tabla 2.

Tabla 2 Valores utilizados para calcular la fuerza activa de Rankine

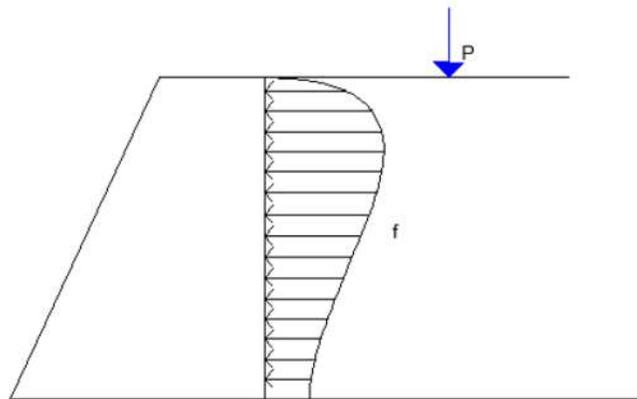
Altura H1	1.37	m
Altura H2	2.970225	m
Altura H	3.9603	m
Y mampostería	2.3	T/m3
Y grava	2	T/m3
Y agua	0.9807	T/m3
Φ	30	grados
q	7.3904179	T/m
Ka	0.333333333	

Para este caso propuesto el factor de seguridad no nos da el valor mínimo de 1.5, el factor de seguridad nos cumple hasta que se tiene un espesor de 1 m, debido a la incongruencia del cálculo se procede a realizar una nueva propuesta de cálculo.

La nueva propuesta consiste en calcular el empuje activo de suelos que soportan una carga concentrada, mientras que para calcular la presión lateral de tierra se propone un nuevo método, La Figura 27 a), muestra la nueva propuesta del cálculo a realizar, que consta de un muro de altura H. El nivel del agua freática está localizado a una profundidad H debajo de la superficie del terreno, mientras que la Figura 27 b), nos muestra la concepción de la fuerza ejercida por una llanta de camión.



a)



b)

Figura 27 a) y b) representa la idealización para el cálculo de presión lateral de tierra.

Par a el cálculo de presión producida por una llanta de camión próxima al muro (Figura 28), mediciones en campo sugieren el empleo de la siguiente formula:

$$f = P \frac{X^2Z}{R^5}$$

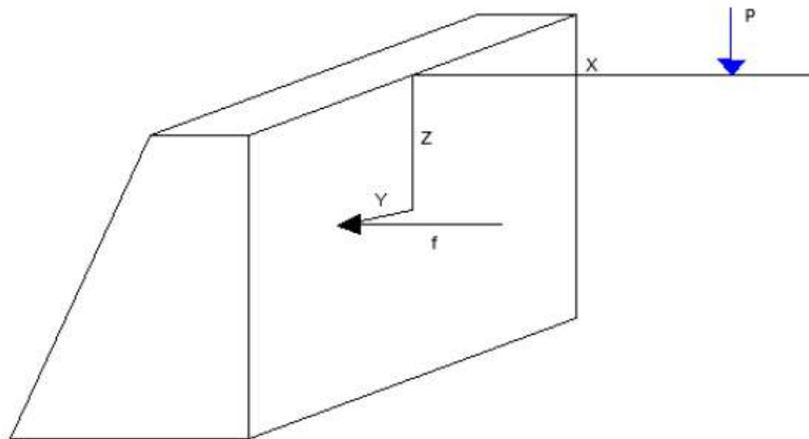


Figura 28 Conceptualización para el cálculo presión producida por una llanta.

Ahora se procede a calcular la curva de presión que ejerce la llanta de un vehículo HS-20 en el suelo, estos cálculos se encuentran en la Tabla 30 Cálculos de la presión producida por una llanta, ubicada en los anexos.

Los datos de la Tabla 30, se grafican y se obtiene la curva de presión (Figura 29), después se procede a calcular su área y centroide.

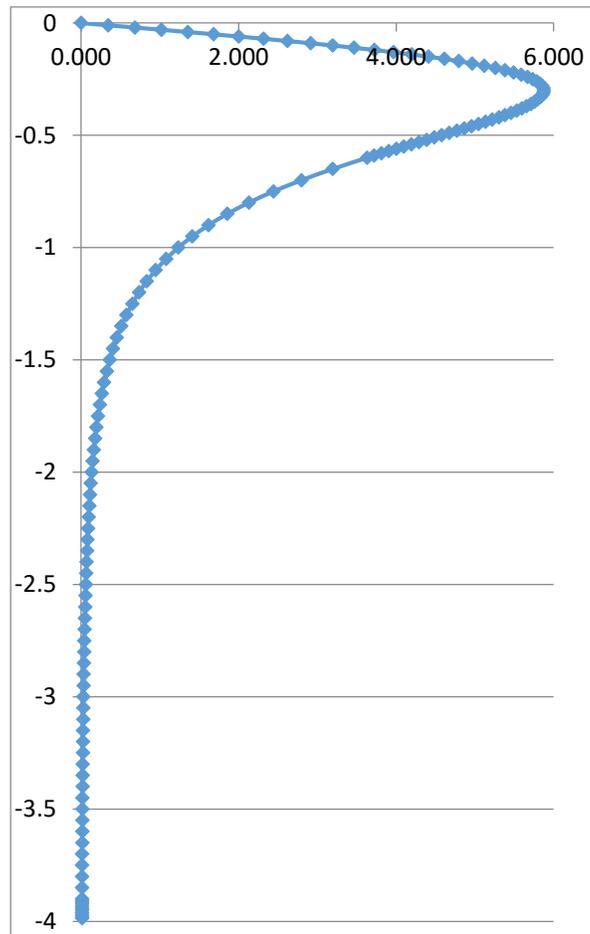


Figura 29 Curva de presión producida por una llanta.

Para este nuevo cálculo, se propone un espesor de 0.41m, el valor de la presión activa para dicho espesor nos da un valor de: 18.1805 Ton/m, mientras que la fuerza resistente es de un valor de: 10.842 Ton/m.

La fuerza activa por longitud unitaria del muro es el área del diagrama de la presión total, entonces:

$$P_a = \frac{1}{2} K_0 \gamma H_1^2 + K_0 \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} (K_0 \gamma' + \gamma_w) H_2^2$$

Para poder obtener la fuerza activa se sustituyeron los valores de la Tabla 3.

Tabla 3 Valores utilizados para calcular la fuerza activa

Altura H1	1.37	m
Altura H2	2.970225	m
Altura H2	3.9603	m
Y mampostería	2.3	T/m ³
Y grava	2	T/m ³
Y agua	0.9807	T/m ³
Φ	30	grados
Ko	0.5	

Para el espesor propuesto de 0.41 m, el factor de seguridad nos da un valor mayor al valor mínimo de 1.5, siendo este de 1.6769, por lo que el espesor propuesto funciona para soportar el momento de volteo de la presión lateral del suelo.

6.2. Descripción del modelado numérico LimitState: RING

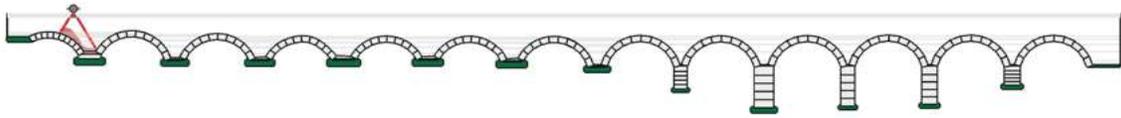
Al igual que el modelo Abaqus CAE, la base general del modelo se tomará de los planos arquitectónicos del puente.

El modelo a utilizar en el software LimitState: RING (2018) (Figura 30) proporciona una idealización del puente bastante simple, debido a que no se pudieron crear los contrafuertes ni tajamares, en dicho modelo solo se detallaron los vanos, pilas y superficie de rodamiento.

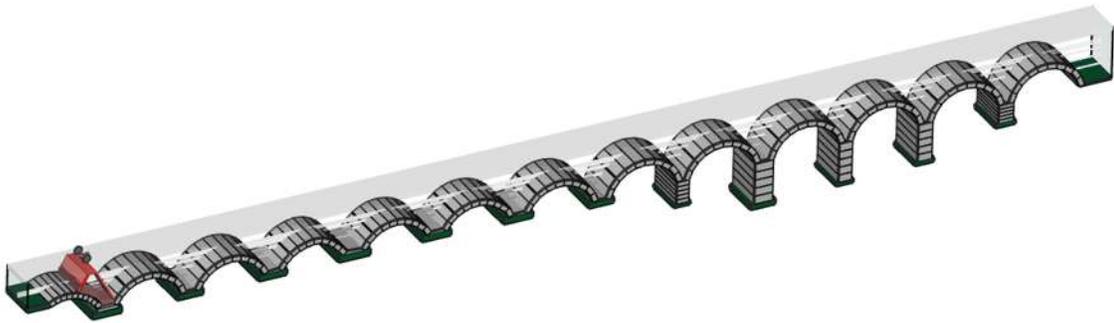
Este es un software potente, pero fácil de usar, que utiliza una tecnología única para identificar rápidamente los mecanismos críticos de colapso y los márgenes de seguridad asociados. Esto permite a los ingenieros ir más allá de los simples cálculos manuales, pero sin la necesidad de recurrir a técnicas mucho más complejas y potencialmente con mayor dificultad (por ejemplo, análisis de elementos finitos no lineales).

LimitState: RING (2018), utiliza el método de análisis de "bloque rígido", que idealiza una estructura de arco de mampostería como un conjunto de bloques rígidos y utiliza métodos de análisis de límite computacional para analizar solo el estado de colapso.

El método de análisis de bloque rígido se revisa junto con las técnicas de mecánica semi-empírica y sólida en el informe clave de la industria CIRIA C656 - Puentes de arco de albañilería: condición, evaluación y tratamiento correctivo.



a)



b)

Figura 30 Modelo de LimitState: RING (2018).

6.3. Calibración del modelado

Una vez que se tiene el modelo de elementos finitos completo, el cual representa adecuadamente la geometría de la edificación, será necesario hacer una representación de las propiedades mecánicas del material las cuales se pretenden que se acerquen de mejor manera posible a la realidad, tal que puedan representar el comportamiento actual del puente.

En capítulos anteriores se mencionó que las dificultades de poder representar las características actuales del material son bastante altas. Con esta determinación nos podemos dar una idea de que características solamente de la piedra que componen la mampostería serán muy variadas, lo que genera una alta incertidumbre en el comportamiento general de la mampostería.

6.3.1. Modelo numérico Abaqus CAE

Las campañas de vibración ambiental nos arrojaron propiedades dinámicas del puente, para diferentes modos de vibrar, con esta información se procede a calcular las frecuencias y los periodos fundamentales de estas partes. La forma de calibración consistiría entonces en proponer un módulo de elasticidad del material en el modelado numérico tal que se obtengan los periodos y frecuencias naturales, y que sean lo más cercanas posibles a las obtenidas en las campañas experimentales. Para el caso de estudio se calibrará con el modo 2 del suelo de Salvatierra, Guanajuato que fue de 0.0794 segundos, y para modo 3 que se obtuvo de 0.0474 segundos.

Como sabemos los periodos fundamentales de una edificación varían en función de 2 factores, el primero es la masa, que está en función únicamente del peso de la estructura y por ende del material con la que está construida, la segunda es la rigidez de la estructura, la cual está en función tanto de las propiedades mecánicas del material como de las características geométricas de la estructura. Resulta evidente que no podemos cambiar la geometría de la estructura para calibrar respecto a las propiedades dinámicas, y únicamente podríamos variar las características del material, su masa y su rigidez, ésta última característica del material depende únicamente de su módulo de elasticidad.

La mampostería es un material tan variable en sus propiedades mecánicas que es claro que serán los valores que cambien mayormente, a diferencia de la masa de las rocas que componen la mampostería, las cuales tienen un menor rango de variación, debido a esto, podemos esperar que las variaciones sean en mayor medida del módulo de elasticidad.

La calibración se basó primeramente en una modelación del material de manera general para todo el puente, una vez las frecuencias encontradas para los distintos modos tienen una variación aceptable con respecto a los reales, se encontró que con un módulo de elasticidad global con valor de 52,400 kg/cm², el modelo se acercaba mucho a el comportamiento dinámico encontrado experimentalmente, en la que el modo de vibrar encontrado experimentalmente para el suelo se razonablemente tanto en el nivel de frecuencia como en la forma modal.

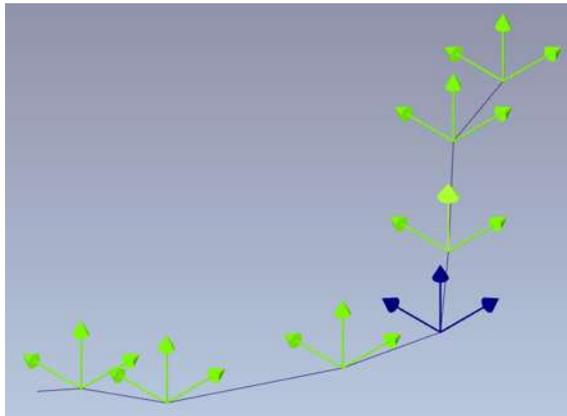
En la Tabla 4 se muestran los valores de las frecuencias encontradas correspondientes para cada modo comparada con su respectivo valor numérico.

Tabla 4 Valores de frecuencias de los modos experimental y numérico

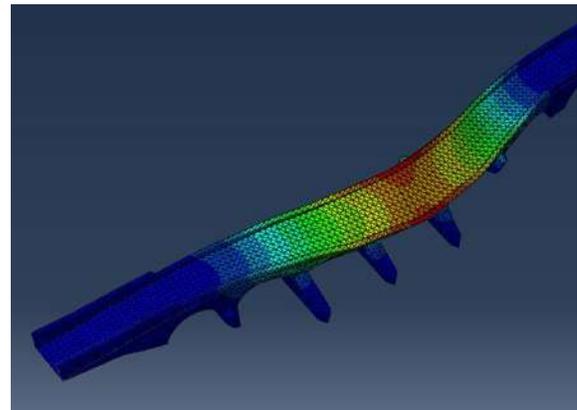
Modo Experimental (ID)	Frecuencia (Hz)	Modo Numérico (ID)	Frecuencia (Hz)
1	9.764	1	9.72
2	12.695	3	12.692
3	21.096	5	21.75

El modo numérico 1 se descartó para la calibración, debido a que su influencia no concuerda con ninguna de los modos experimentales calculados.

Por lo mencionado en el párrafo anterior, se intentó que el modo de vibrar 2 experimental fuera la referencia para dicha calibración del modelo ya que las mediciones de vibración ambiental se realizaron directamente sobre el puente, que en este caso se logró una calibración casi exacta con respecto al modo numérico 3 calculado (Figura 31).



a)



b)

Figura 31 a) Modo experimental 2., y b) Modo Numérico 3.

Una vez que se tiene una calibración aceptable del modelo en base a la propuesta de un único material para todas las partes de mampostería del puente, y un único material para la parte del relleno, se intentó realizar una calibración un poco más precisa del puente, tal que las amplitudes modales de cada modo del modelo numérico se acerquen en lo mayor posible a las amplitudes modales del modelo experimental para los distintos modos.

En la Tabla 5 se muestran las características del material para cada parte del modelo asignado, en la que se aprecian los valores de los nuevos módulos de elasticidad para cada parte.

Tabla 5 Propiedades de los materiales

Materia (ID)	Módulo de elasticidad (kg/cm²)	Densidad (Kg/m³)	Partes asignadas
Cantera	52,400	1,800	1,2,3,4,6,7
Relleno	35,000	1,600	3

6.3.2. Cálculo de resistencia a compresión de la mampostería.

Para el modelo LimitState: Ring 2018 se necesitaron esencialmente las características dinámicas de los materiales, tales como: peso específico tanto de la mampostería como del relleno, coeficiente de rozamiento y coeficiente de rozamiento entre arcos, etc. Los valores de estos datos se propusieron con valores estándar de los materiales, siendo la resistencia a la compresión de la mampostería el único dato calculado para este modelo.

Para poder calcular la resistencia a la compresión se usaron las fórmulas de:

$$\text{Schubert and Krämer: } 0.40 * f_{st,c,m}^{0.75} * f_{mo,c,c}^{0.25}$$

$$\text{Mann (1983): } 0.40 * f_{st,c,m}^{0.75} * f_{mo,c,c}^{0.25}$$

$$\text{Y Ril 805 (1999): } 0.80 * f_{st,c,m}^{0.70} * f_{mo,c,c}^{0.20}$$

Para poder obtener los coeficientes necesarios para el empleo de las fórmulas, nos vamos a la Tabla 6, esta tabla se obtuvo del nuevo código alemán de practica DIN 1053-100 2004. (Proske 2009).

Tabla 6 Características del mortero a compresión, basado en la resistencia de la piedra y clase del mortero, de acuerdo al DIN 1053-100 2004 (Proske 2009).

Categoría por calidad	Resistencia a la compresion de piedra fst	Resistencia a la compresión del mortero en Kg/cm2 sujeto al grupo de mortero fmo			
		I	II	II a	III
N 1	≥ 204 Kg/cm2	0.6	1.5	2.4	3.6
	≥ 510 Kg/cm2	0.9	1.8	2.7	4.2
N 2	≥ 204 Kg/cm2	1.2	2.7	4.2	5.4
	≥ 510 Kg/cm2	1.8	3.3	4.8	6
N 3	≥ 204 Kg/cm2	1.5	4.5	6	7.5
	≥ 510 Kg/cm2	2.1	6	7.5	10.5
	≥ 1020 Kg/cm2	3	7.5	9	12
N 4	≥ 51 Kg/cm2	1.2	2	2.5	3
	≥ 102 Kg/cm2	1.8	3	3.6	4.5
	≥ 204 Kg/cm2	3.6	6	7.5	9
	≥ 510 Kg/cm2	6	10.5	12	15
	≥ 1020 Kg/cm2	9	13.5	16.5	21

De acuerdo a la tabla 6.3.1 el módulo de elasticidad de la cantera es de 52,400 Kg/cm², por lo que para poder estimar un valor adecuado de la resistencia a compresión se tomara el valor más cercano al 10% del módulo de elasticidad, siendo este de 5.4156, obtenido con la formula Schubert and Krämer, para una calidad N2, de ≥ 204 Kg/cm² de compresión de la roca, y II a de resistencia a compresión del mortero.

Capítulo 7. DEMANDA SÍSMICA

Históricamente hemos comprobado que una de las catástrofes más grandes que azotan a la humanidad son los sismos, en México tenemos pruebas fervientes de los daños que pueden originar dichos desastres naturales a las estructuras, un ejemplo son los sismos que se presentaron en los días 19 de septiembre de 1985 y 2017, donde se tuvieron grandes pérdidas humanas y económicas. El número de pérdidas humanas en este último gran sismo del 19 de septiembre 2017 fue de 331 (5), con lo cual específicamente en el área de la ingeniería estructural nos obliga a redoblar esfuerzos por comprender el riesgo sísmico al que están sometidas nuestras estructuras. Sabemos que la mayoría de las pérdidas humanas se deben principalmente al colapso de edificios, por lo que es nuestro deber evitar tanto pérdidas humanas, como pérdidas económicas, y en el caso de monumentos históricos, pérdidas en el área de patrimonio histórico.

A partir de terremotos pasados se ha observado que ciertas estructuras, dentro de la misma tipología estructural, experimentan un daño más severo que otras a pesar de estar ubicadas en la misma zona. Si bien entendemos por vulnerabilidad sísmica de una estructura o de un grupo de estructuras, al grado de daño que sufre una estructura de determinadas características, por lo tanto, podemos clasificar a un edificio en base a su vulnerabilidad sísmica, la cual puede ser alta o baja. La vulnerabilidad depende de las características propias de la estructura, es decir, el ser más vulnerable o menos vulnerable a un sismo depende de las características intrínsecas de la edificación. (Barbat et al., 1994).

Dado que el objetivo fundamental de este trabajo es conocer el comportamiento sísmico del puente Batanes, es necesario hacer una elección adecuada de la demanda sísmica que se aplicará en los modelos numéricos, de tal forma que represente de forma adecuada las condiciones sísmicas del país al mismo tiempo que proporcione información valiosa para fines de este trabajo.

Para poder realizar una evaluación del comportamiento sísmico es necesario definir una correcta demanda sísmica, que sea amplia, representativa de sismos que pueden presentarse en el lugar donde se encuentra el puente y/o que puedan generar problemas estructurales graves.

El grado de daño que puede sufrir una estructura puede ser de dos tipos: daño estructural y daño no estructural, el primero referente al daño en todos los elementos estructurales que conforman el sistema resistente de la edificación, el segundo se refiere al daño en elementos que no forman parte

del sistema resistente estructural, estos incluyen los elementos arquitectónicos, los sistemas eléctricos, los sistemas mecánicos, etc. Los dos pueden representar un gran costo económico dependiendo del tipo de daño.

Puesto que la vulnerabilidad sísmica nace de la observación y la cuantificación de los daños causados por sismos puede clasificarse las técnicas que con la que se puede evaluar la vulnerabilidad en observada o cualitativa y en técnicas cuantitativas o calculadas, la primera nace de métodos empíricos o son análisis subjetivos, en los que de la mano de investigadores capacitados puede hacerse una evaluación subjetiva de un edificio, de una tipología de edificios o de un lugar en general, sin embargo, como es de suponerse la evaluación subjetiva de la vulnerabilidad de un edificio tiene escaso valor científico porque no nos proporciona ninguna metodología general para evaluar el riesgo de un edificio, quedando en su mayor medida al criterio de las personas que hayan realizado dicha evaluación, por el contrario, la evaluación de la vulnerabilidad cualitativa es aquella en la que posible cuantificar el grado de daño esperado ocasionado por un evento sísmico mediante la aplicación de modelos matemáticos.

Para el caso de monumentos históricos de mampostería antigua se ha comprobado por observación, que los sismos que más afectan este tipo de estructuras son los que tienen altas frecuencias, siendo éstos los sismos de epicentro cercano, esto es entendible debido a que en general las estructuras de mampostería son estructuras rígidas con altas frecuencias y periodos bajos, los sismos de alta frecuencia genera un efecto de amplificación considerable en las aceleraciones sufridas por la estructura, por el contrario los sismos de bajas frecuencias, como son los sismos de epicentros lejanos no generan daño estructural severo debido a que los periodos del sismo y de la estructura están bastante alejados, por ende, los efectos que estos tienen este tipo de sismo sobre la estructura son menores. Otro aspecto importante a considerar es la componente sísmica vertical, ya que en investigaciones se ha corroborado que ésta componente tiene grandes efectos en los monumentos históricos que generalmente no son tomados en cuenta en los análisis sísmicos en los cuales se toman únicamente las componentes horizontales de los sismos, aunado a que históricamente se ha observado que sismos de epicentro cercano, los cuales tiene una componente vertical alta han generado daños estructurales considerables en este tipo de edificaciones. (Gaytán et al., 2012).

La mayoría de los análisis dinámicos que se realizan únicamente toman una componente del sismo, ya sea únicamente la componente Vertical, la Norte-Sur o la Este-Oeste, para simplificar los

recursos computacionales que se requieren, sin embargo esta simplificación no es la más correcta ya que en la realidad los sismos tienen más de una componente, por ende, en esta investigación también se pretende llegar a un análisis tridimensional de elementos finitos incluyendo las 3 componentes de aceleraciones que nos arrojan los acelerogramas en cada sismo.

7.1. Sismicidad en México

México es un país considerado de alta sismicidad debido al gran número de eventos que ocurren anualmente, incluso de magnitud mayor que 5, la mayoría de los eventos que se registran en el país provienen de la fuente de subducción localizada en la costa del Pacífico, abarcando desde el estado de Oaxaca en la parte Sur hasta el estado de Jalisco en el Norte. Esta zona de alta sismicidad forma parte de lo que se conoce como cinturón de fuego, una extensa zona de subducción que rodea prácticamente el océano Pacífico y que produce alrededor del 90% de los sismos en el mundo. Es de hecho la fuente que produce los sismos de mayor magnitud en México y por ello ha sido ampliamente estudiada.

Sin embargo, la fuente de subducción no es la única que produce sismos en México, ya que se tiene una falla de transformación en la península de Baja California, la cual se extiende hacia el Norte hasta el Estado de California en Estados Unidos. Esta falla no produce tantos eventos como la falla de subducción, además de que suelen ser de menor magnitud, sin embargo, se considera una fuente importante debido a que los epicentros ocurren a una menor profundidad y eso puede provocar daños considerables en la superficie. Tanto las fallas de subducción como las de transformación afectan principalmente a la costa del Pacífico, sin embargo, hacia el interior del país se tienen también fallas de tipo normal, que suceden debido al rompimiento de la placa oceánica una vez que ha subducido a la placa continental, generando eventos sísmicos dentro del continente; son eventos que tienen una menor ocurrencia y sus magnitudes son también menores que las que produce la fuente de subducción, a pesar de ello, suelen ocasionar daños importantes en localidades cercanas al epicentro. (Sánchez et al., 2016).

En México el sistema sismológico nacional (SSN), institución que forma parte del Instituto de Geofísica de la UNAM, es quien se encarga de registrar y analizar continuamente la actividad sísmica en el país, gracias a la instrumentación y colaboración que ha promovido con otras

instituciones. A través del SSN se puede acceder hoy en día con cierta facilidad a algunas estadísticas relacionadas con la ocurrencia de temblores en México y el mundo, por ejemplo, el hecho de que tan solo en el año 2016 se registraron un total de 15281 eventos, de los cuales 40 tuvieron magnitud mayor que 5. Esto nos da una idea de lo importante que es la actividad sísmica tanto para el diseño como el análisis de estructuras en México, por lo cual no se puede perder de vista su efecto.

7.2. Selección de los acelerogramas

Considerando la localización geográfica del puente en estudio y lo descrito con respecto a la sismicidad en el territorio Mexicano, es claro que dichos puentes no están sujetos a una demanda sísmica muy alta y por tanto el estudio específico de los mismos en su ubicación original no resulta de mucha utilidad desde el punto de vista sísmico; es por ello que surge la decisión de estudiar el puente que ya se tiene modelado pero ahora considerando que están localizados en distintas zonas de acuerdo al tipo de sismo que nos interese estudiar.

Un aspecto muy importante cuando se trabaja con modelos numéricos aplicando análisis en el tiempo es precisamente el tiempo de análisis, por lo cual se debe buscar un balance entre este parámetro y los resultados que se desea obtener. Una forma de hacerlo es a través del número de registros; de tal forma que se obtengan los resultados deseados sin comprometer el tiempo de cálculo. Para este fin existen diversas recomendaciones en los códigos que permiten elegir un número adecuado de registros, entre ellos uno de los criterios más recientes es el del National Earthquake Hazards Reduction Program (NERHP) en E.U. que en su versión más reciente en 2015, recomienda como mínimo emplear un total de 10 registros que contengan la información del movimiento en dos componentes horizontales y de ser necesario en la dirección vertical, cuando se trate de estructuras que puedan presentar modos de falla en esta dirección como es el caso de los puentes en arco donde las bóvedas llegan a formar mecanismos de colapso provenientes de la acción vertical.

Ante lo mencionado anteriormente se tomó la decisión de usar un conjunto de demandas sísmicas que mayormente se componen por las aceleraciones más grandes de los sismos del 7 y 19 de septiembre de 2017, los cuales tiene características similares en el aspecto que presentan

aceleraciones máximas de un orden importante aproximadamente de 0.3 g, unos también contienen frecuencias altas y componentes verticales altas. Estos sismos se componen por un total de 8 acelerogramas de campo cercano resultados del sismo del 7 de septiembre de 2017 registrados en el estado de Oaxaca, M=8.2, y 2 acelerogramas también de campo cercano resultados del sismo del 19 de septiembre de 2017 registrados en el estado de Puebla, M=7.1. Contando con un total de 10 acelerogramas con los cuales se trabajará el puente.(Tabla 7)

Tabla 7 Selección de posibles registros a utilizar

Fecha del sismo	Magnitud	Clave del acelerograma	Profundidad focal (Km)	Aceleración máx. (cm/s²)
08/09/2017	M=8.2	ACAM1709.081	58	20.99
08/09/2017	M=8.2	HUAM1709.081	58	251.73
08/09/2017	M=8.2	NILT1709.081	58	488.63
08/09/2017	M=8.2	OAXM1709.081	58	268.82
08/09/2017	M=8.2	OXCU1709.081	58	195.79
08/09/2017	M=8.2	OXJM1709.081	58	275.78
08/09/2017	M=8.2	OXPM1709.081	58	210.74
08/09/2017	M=8.2	OXTO1709.081	58	213.35
08/09/2017	M=8.2	OXXO1709.081	58	217.7
08/09/2017	M=8.2	PANG1709.081	58	228.77
08/09/2017	M=8.2	SCRU1709.081	58	293.29
08/09/2017	M=8.2	TAJN1709.081	58	110.68
19/09/2017	M=7.1	ACAM1709.191	57	4.48
19/09/2017	M=7.1	HMTT1709.191	57	170.47
19/09/2017	M=7.1	PBP21709.191	57	98.68
19/09/2017	M=7.1	PHPU1709.191	57	141.71
19/09/2017	M=7.1	PZPU1709.191	57	119.97
19/09/2017	M=7.1	RABO1709.191	57	154.69
19/09/2017	M=7.1	RFPP1709.191	57	183.95
19/09/2017	M=7.1	SAPP1709.191	57	205.97
19/09/2017	M=7.1	SXPU1709.191	57	139.18
19/09/2017	M=7.1	THEZ1709.191	57	166.5

Para tener una idea más clara de los registros en términos de respuesta se obtuvieron los espectros de respuesta elásticos. De acuerdo con los resultados obtenidos, los periodos fundamentales del puente en estudio son muy cortos, por debajo de los 0.05 s.

7.3. Acelerogramas utilizados

Anteriormente se mencionó que la elección de los acelerogramas reales tuvo como principal objetivo tener sismo de epicentro cercano, el criterio que se tomó para el escogimiento de los eventos sísmicos se basó principalmente en una selección de sismos representativos que se cree pueden causar más daño al puente, estos son los eventos sísmicos que presentaron las mayores aceleraciones ya sea en una, dos, o sus tres componentes, en base a esto se obtuvieron 8 fueron acelerogramas obtenidos del sismo del 7 de septiembre de 2017 de M=8, mientras que 2 fueron acelerogramas obtenidos del sismo del 19 de septiembre de 2017 de M=7 (Tabla 8).

Para poder tener la selección final se obtuvieron los espectros de respuesta elástica de la componente con mayor aceleración, siendo elegidos los registros con la mayor respuesta con un periodo de 0.08 s, esto debido a que como se comentó anteriormente, la frecuencia de calibrado es de 12.6 95Hz.

Tabla 8 Registros a utilizar

Fecha del sismo	Magnitud	Clave del acelerograma	Profundidad focal (Km)	Aceleración máx. (cm/s ²)
08/09/2017	M=8.2	HUAM1709.081	58	251.73
08/09/2017	M=8.2	NILT1709.081	58	488.63
08/09/2017	M=8.2	OAXM1709.081	58	268.82
08/09/2017	M=8.2	OXCU1709.081	58	195.79
08/09/2017	M=8.2	OXJM1709.081	58	275.78
08/09/2017	M=8.2	OXT01709.081	58	213.35
08/09/2017	M=8.2	OXXO1709.081	58	217.7
08/09/2017	M=8.2	SCRU1709.081	58	293.29
19/09/2017	M=7.1	RFPP1709.191	57	183.95
19/09/2017	M=7.1	SAPP1709.191	57	205.97

Debido a esto se consideró dividir los sismos en dos: sismos principales y sismos secundarios.

7.4. Sismos principales

Estos eventos sísmicos se caracterizan primeramente porque son los que presentan las aceleraciones más altas registradas de todos los sismos a evaluar, la segunda razón se debe a que son los que presentan en su espectro de pseudo-aceleración de su componente máxima, los valores más altos para un periodo de 0.08 s, mientras que la que tercera razón es que en sus tres componentes se presentan aceleraciones bastante similares, siendo lo más interesante a evaluar su componente vertical, ya que se tienen aceleraciones bastante altas, por lo que será importante ver cómo reacciona el puente ante esta componente.

7.4.1. Registro de aceleraciones de la estación “NILTEPEC, CLAVE: NILT”

La elección de este registro de aceleraciones se debió a que en primer lugar la que tuvo las aceleraciones máximas más grandes en todas sus componentes, teniendo una aceleración máxima del terreno de 488.63 cm/s² en su dirección Norte-Sur, sin embargo, las demás componentes tanto la Este-Oeste como la vertical registraron aceleraciones de 488.60 cm/s² y de 440.71 cm/s² respectivamente con lo cual podemos corroborar que tanto la componente vertical como la componente Este-Oeste tuvieron aceleraciones máximas elevadas, por lo tanto, podemos asumir que todas las componentes tuvieron una influencia similar en el comportamiento estructural del puente.

En la Figura 32 se tiene el registro de aceleraciones de la estación mencionada en su componente máxima, así como el espectro de respuesta de pseudo-aceleración del mismo, la ordenada espectral máxima alcanza valores de 24.8881 m/s² lo que significa que las estructuras cercanas a los periodos de 0.08 s se vieron sometidos a aceleraciones por el orden de 2.48 veces su peso propio. Para la calibración del modelo se tuvo un periodo de 0.08 s del suelo, por lo que este sismo será el que afecte más al puente Batanes estructuralmente.

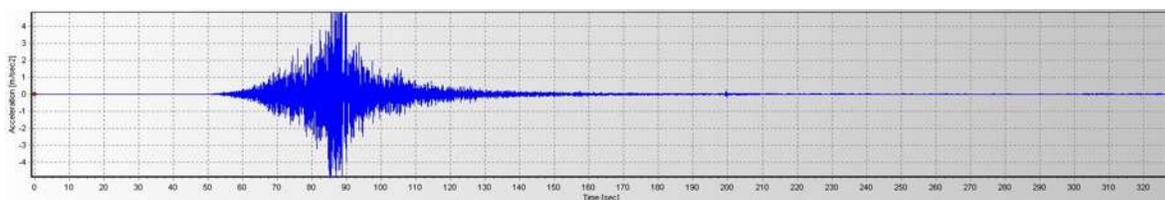


Figura 32 Registro de aceleraciones sísmico de la estación NILT.



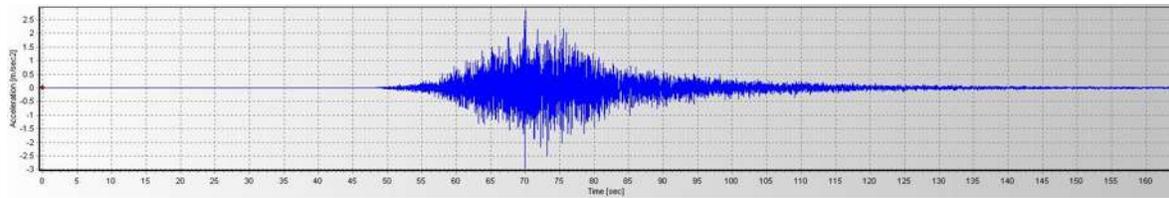
Figura 33 Espectro de respuesta de pseudo- aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.

7.2.2. Registro de aceleraciones la estación “SALINA CRUZ, CLAVE: SCRU”

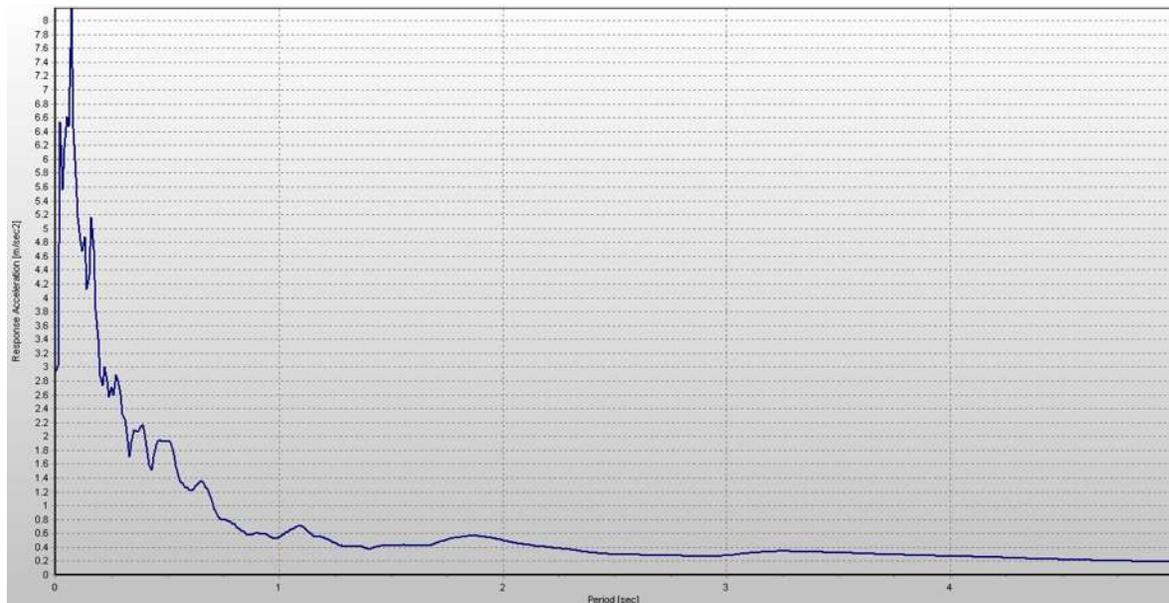
Al igual que la estación mencionada anteriormente la elección de esta se basó principalmente en que dicha estación fue el segundo registro de aceleraciones con un valor mayor de todas sus componentes, teniendo en su componente Vertical un registro máximo de 293.29 cm/s², así como una aceleración máxima en su componente Norte-Sur de 246.20 cm/s², por último, la componente Este-Oeste llega a tener una aceleración máxima de 248.23 cm/s².

Este registro será prudente de analizar porque de todos los registros utilizados este tiene como componente máxima a la componente vertical, siendo además la segunda componente vertical mayor de todos los registros. Al igual que el caso anterior podemos asumir que todas las componentes tuvieron una influencia similar en el comportamiento estructural del puente.

En la Figura 34 observamos el registro de aceleraciones de la máxima componente, a simple vista nos damos cuenta de que el registro tiene una alta frecuencia, lo cual se corrobora en el espectro de pseudo-aceleraciones, mostrando que a las estructuras en las que más efecto tienen son en aquellas de periodo corto, menores a 0.7 s.



a)



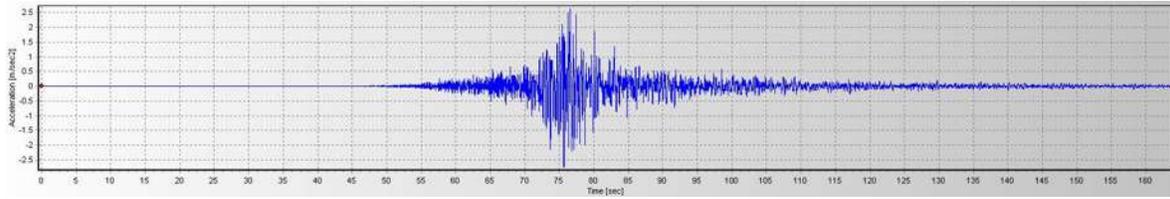
b)

Figura 34 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación SCRU (b) y su espectro de respuesta de pseudo- aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.

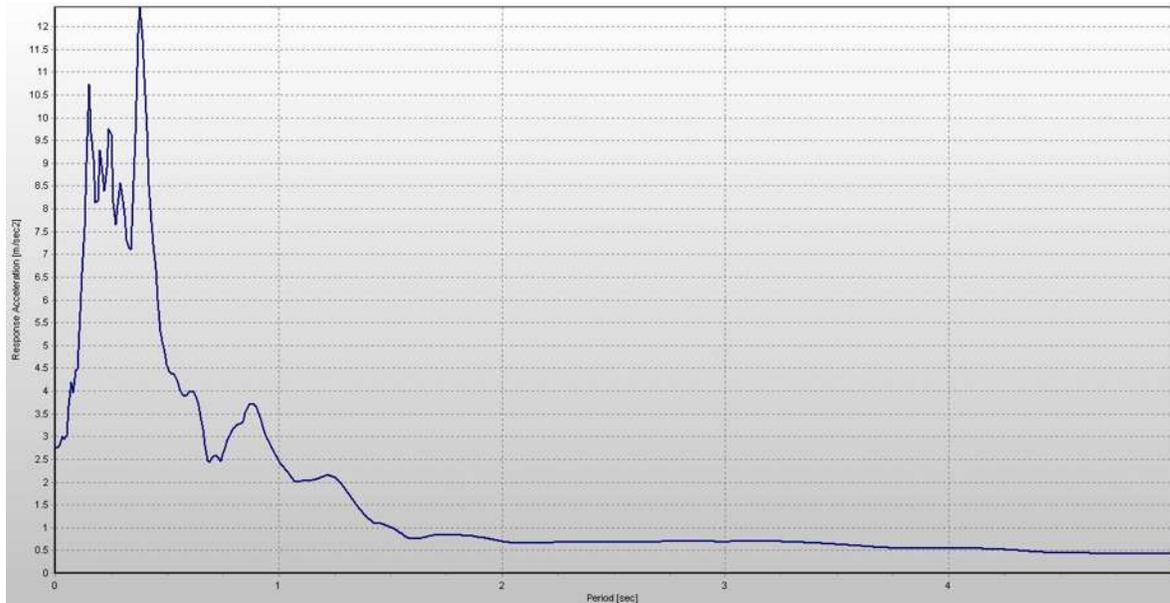
7.2.3 Registro de aceleraciones la estación “OAXACA FACULTAD DE MEDICINA, CLAVE: “JALAPA DEL MARQUES, CLAVE: OXJM”

Este registro fue el que tuvo la segunda mayor aceleración en su componente Norte-Sur, al igual que los otros 2 sismos este fue el tercer registro con un valor mayor de todas sus componentes, que tuvo un valor de aceleración máximo de 279 cm/s² en su componente Norte-Sur, los valores máximos de aceleración para la componente Este-Oeste y la componente Vertical fueron 256.98 cm/s² y 166.30 cm/s² respectivamente.

En la Figura 35 se aprecia que este sismo tuvo sus mayores impactos en estructuras de periodo corto, alcanzando su valor máximo al periodo de 0.38 s.



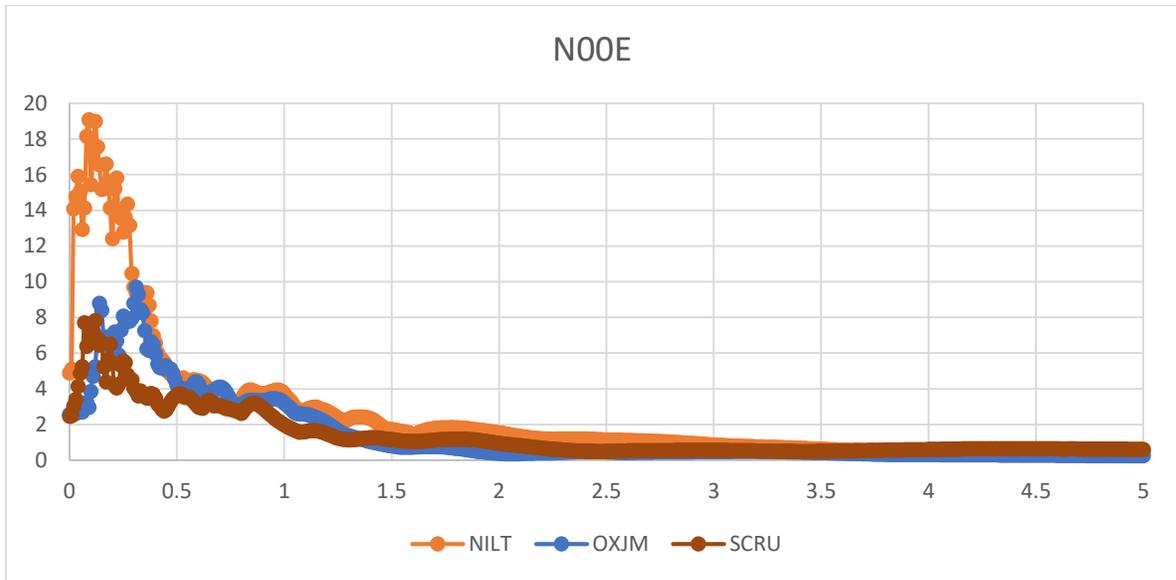
a)



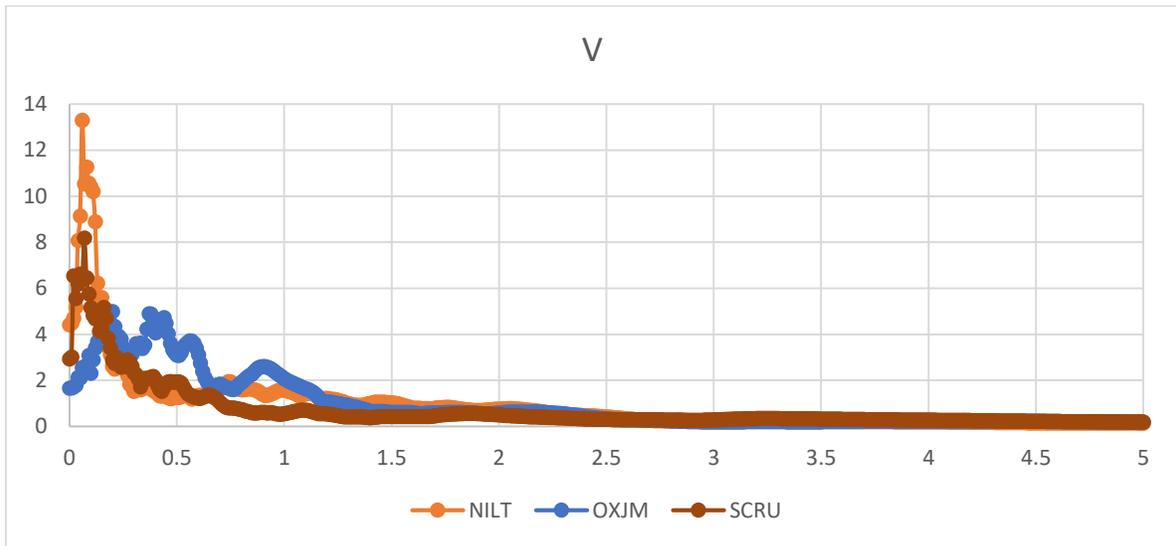
b)

Figura 35 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación OXJM (b) y su espectro de respuesta de pseudo-aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.

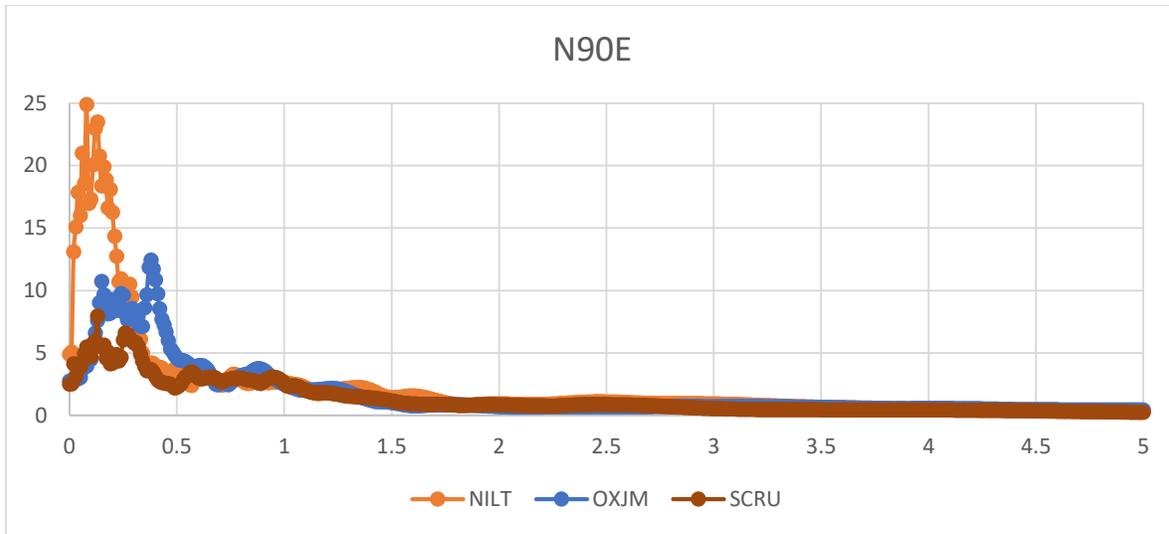
A continuación, se presentarán los espectros de cada componente de cada estación (Figura 1), así como una tabla de los sismos con cada una de sus aceleraciones (Tabla 9).



a)



b)



c)

Figura 36 Espectros de las 3 componentes de cada estación.

Tabla 9 Datos de los 3 sismos principales

Estación	V	N00E	N90E	Tipo de suelo
NILT	440.71	488.6	488.63	Roca
SCRU	293.29	248.23	246.2	Roca
OXJM	166.3	256.98	275.78	Roca

7.5. Sismos secundarios

Estos eventos sísmicos se caracterizan porque son los que presentan en su espectro de pseudo-aceleración de su componente máxima, los valores más altos para un periodo de 0.08 s, además son los que presentan las aceleraciones más altas registradas en una sola componente.

7.5.1. Registro de aceleraciones la estación “OAXACA FACULTAD DE MEDICINA, CLAVE: ESTACIÓN OAXM”

Este registro fue el que tuvo la mayor aceleración en una de sus componentes de todos los siguientes registros, por lo que se decidió usar por su componente Este-Oeste de 268.82 cm/s², curiosamente las otras componentes no tuvieron valores tan altos comparativamente hablando con la componente Norte-Sur, los valores máximos de aceleración para la componente Norte-Sur y la componente Vertical fueron 147.02 cm/s² y 82.57 cm/s² respectivamente.

Este registro será prudente de analizar porque podemos notar que este registro tiene la componente Este-Oeste prácticamente al doble de la máxima aceleración en la componente Norte-Sur, con lo cual podremos injerir y entender de mejor manera cual es el efecto de la componente lateral y su efecto en la estructura de estudio.

En la Figura 37 se tiene el registro de aceleraciones de la estación mencionada en su componente máxima, así como el espectro de respuesta de pseudo- aceleración del mismo, la ordenada espectral máxima alcanza valores de 1331.12 cm/s² lo que significa que los edificios cercanos a los periodos de 0.34 s se vieron sometidos a los mayores impactos.

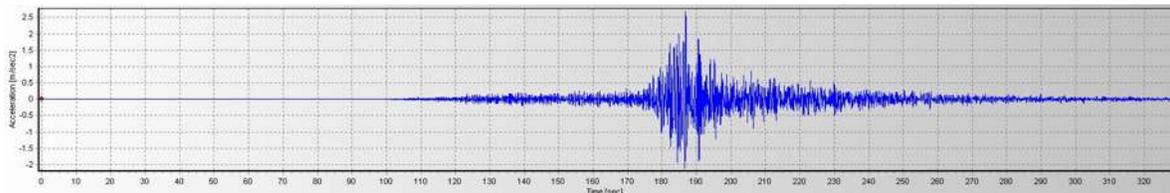


Figura 37 registro de aceleraciones sísmico de la estación.

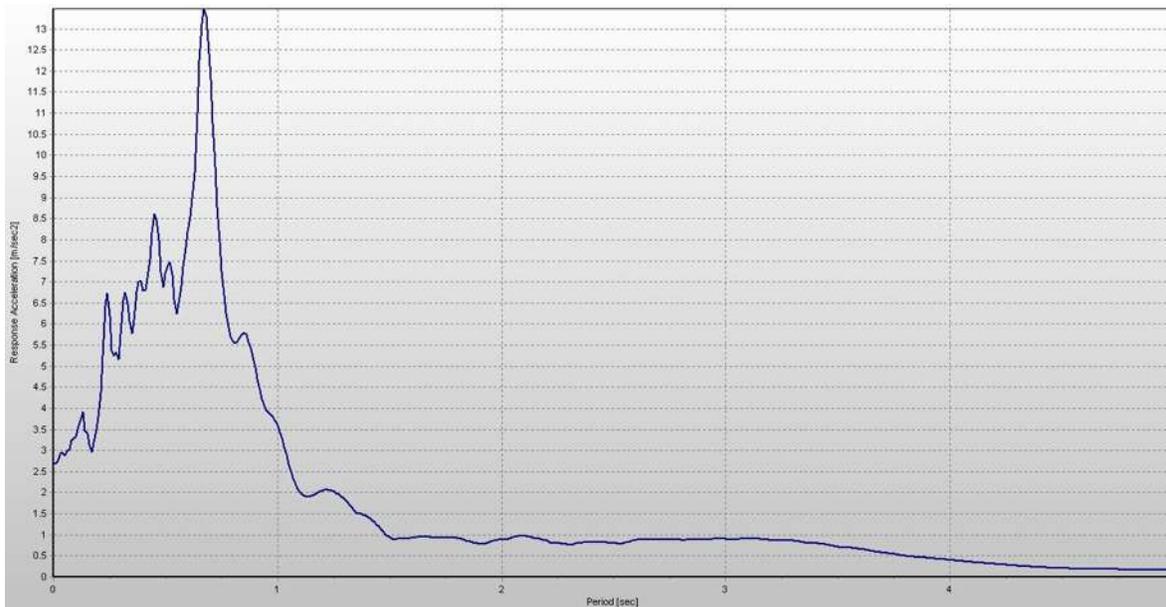
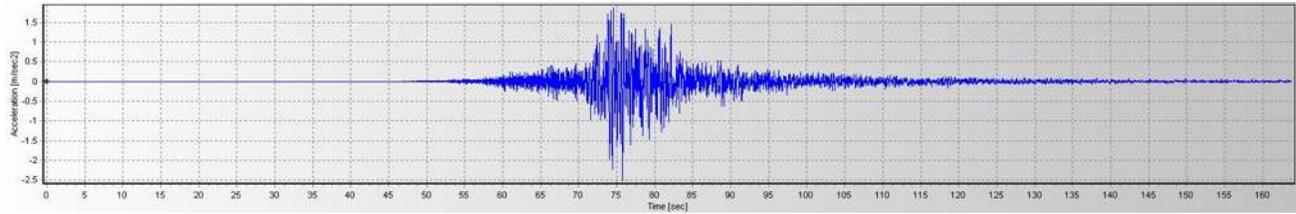


Figura 38 espectro de respuesta de pseudo- aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.

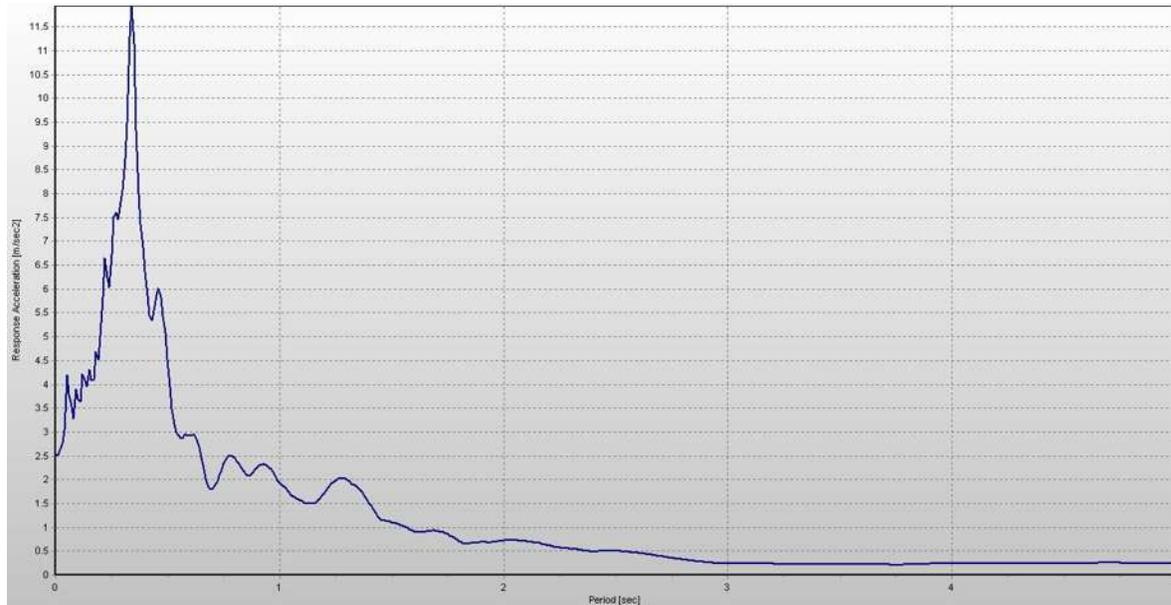
7.5.2. Registro de aceleraciones la estación “HUAMELULA, CLAVE: HUAM”

La elección de este registro de aceleraciones se debió a que en su componentes Este-Oeste tuvo la aceleración máxima de 251.73 cm/s², las demás componentes tanto la Norte-Sur como la vertical registraron aceleraciones de 151.25 cm/s² y de 140.57 cm/s² respectivamente.

En la Figura 39 se tiene el registro de aceleraciones de la estación mencionada en su componente máxima, así como el espectro de respuesta de pseudo- aceleración del mismo, la ordenada espectral máxima alcanza valores de 1500 cm/s² lo que significa que los edificios cercanos a los periodos de 1.5 s se vieron sometidos a aceleraciones por el orden de 1.5 veces su peso propio. En La zona de periodos bajos del espectro como los del templo de San Agustín apreciamos que el orden de las pseudo-aceleraciones a los que se ve sometidas las estructuras ronda los 0.5 g



a)



b)

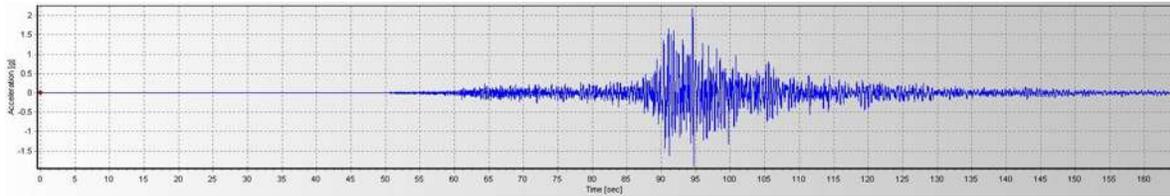
Figura 39 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación HUAM (b) y su espectro de respuesta de pseudo-aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.

7.5.3. Registro de aceleraciones la estación “XOXOCOTLÁN, CLAVE: OXXO”

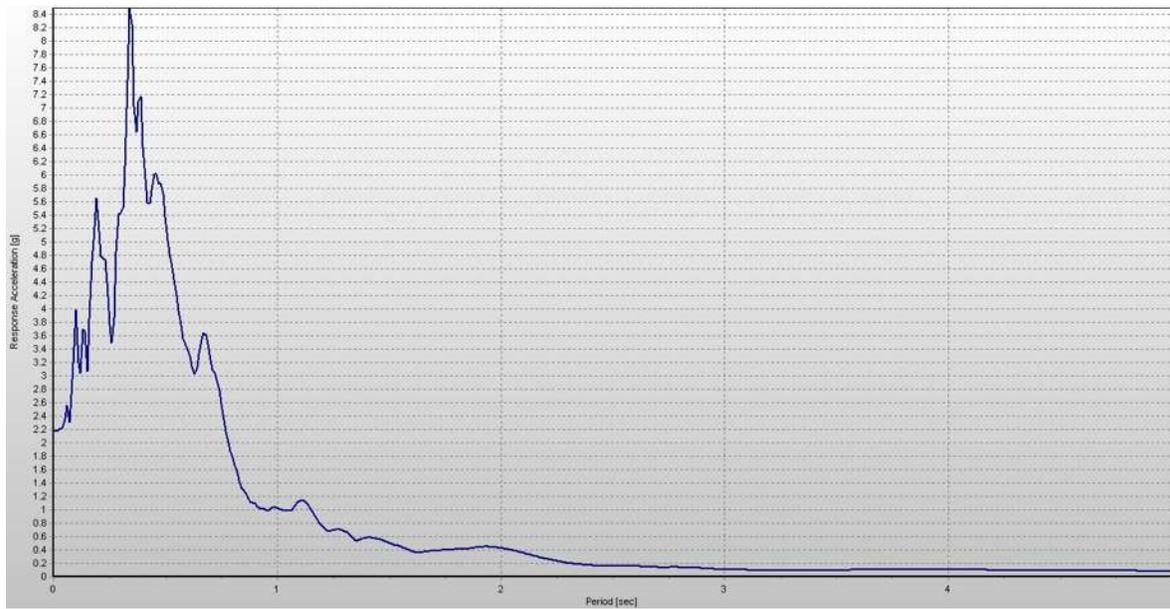
La elección de este registro sísmico se basó en que fue la que tuvo la segunda mayor aceleración en una de sus componentes, con un valor en la componente Norte-Sur de 217.70 cm/s², siendo que las otras componentes tanto al Este-Oeste como la vertical, tuvieron aceleraciones máximas altas 210.69 cm/s² y 75.92 cm/s² respectivamente, su componente Este-Oeste fue la tercera mayor aceleración en esta componente.

En la Figura 40 observamos el registro de aceleraciones de la máxima componente, a simple vista nos damos cuenta de que el registro tiene una alta frecuencia, lo cual se corrobora en el espectro

de pseudo-aceleraciones, mostrando que a las estructuras en las que más efecto tienen son en aquellas de periodo corto, menores a 0.42 s.



a)



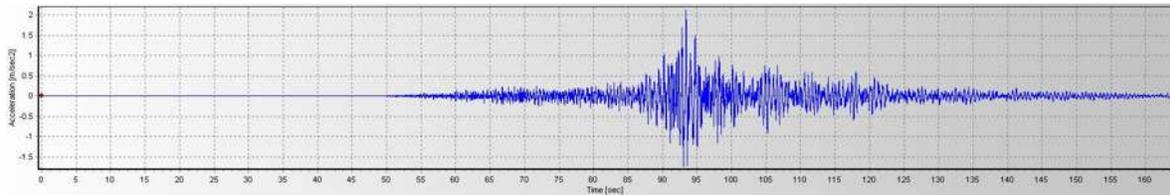
b)

Figura 40 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación OXXO (b) y su espectro de respuesta de pseudo-aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.

7.5.4. Registro de aceleraciones la estación “INSTITUTO TECNOLÓGICO DE OAXACA, CLAVE: OXTO”

La elección de este registro sísmico se basó en que fue la que tuvo la segunda mayor aceleración en su componente Norte-Sur, con un valor de 213.25 cm/s², siendo que las otras componentes tanto al Este-Oeste como la vertical, tuvieron aceleraciones máximas altas 161.25 cm/s² y 67.55 cm/s² respectivamente.

En la Figura 41 observamos el registro de aceleraciones de la máxima componente, a simple vista nos damos cuenta de que su fase intensa es de larga duración, con el espectro de pseudo-aceleraciones se puede observar que este registro afecto a las estructuras de periodo corto, menores a 0.65 s.



a)



b)

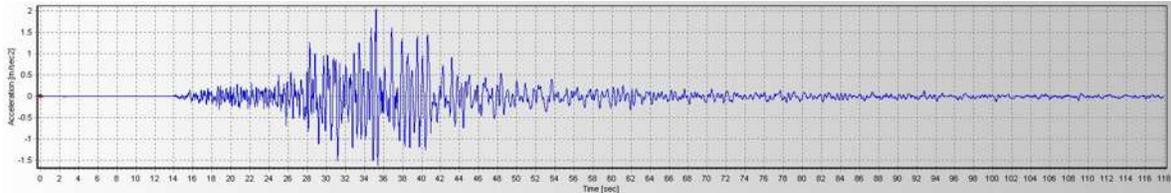
Figura 41 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación OXTO (b) y su espectro de respuesta de pseudo-aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.

7.5.5. Registro de aceleraciones la estación “SAN ALEJANDRO PUEBLA, CLAVE: SAPP”

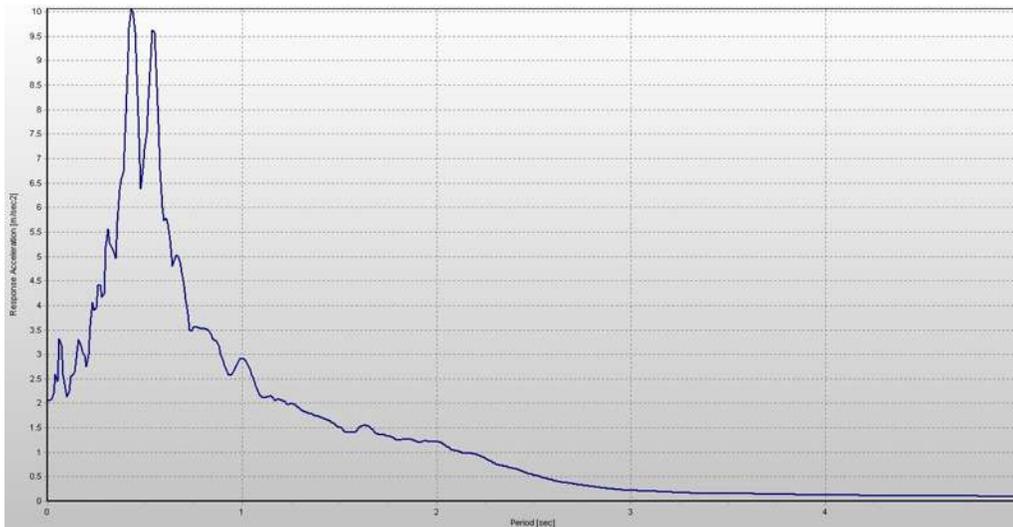
La elección de este registro sísmico se basó en que fue la que tuvo la tercera mayor aceleración en una de sus componentes, con un valor en la componente Norte-Sur de 205.97 cm/s², siendo que

la componente máxima Este-Oeste con un valor de 199.76 cm/s² fue la cuarta mayor en esta dirección, mientras que la vertical, fue de y 61.34 cm/s².

En la Figura 42 observamos el registro de aceleraciones de la máxima componente, en el espectro de pseudo-aceleraciones se puede observar que su valor máximo es 1042.16 cm/s², mostrando que a las estructuras en las que más efecto tienen son en aquellas de periodo corto, menores a 0.56.



a)



b)

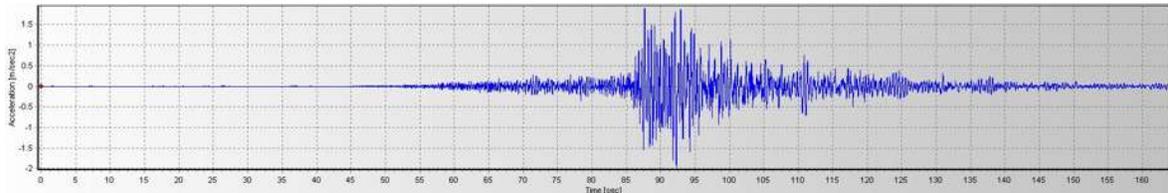
Figura 42 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación SAPP (b) y su espectro de respuesta de pseudo-aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.

7.5.6. Registro de aceleraciones la estación “OAXACA CIUDAD UNIVERSITARIA, CLAVE: OXCU”

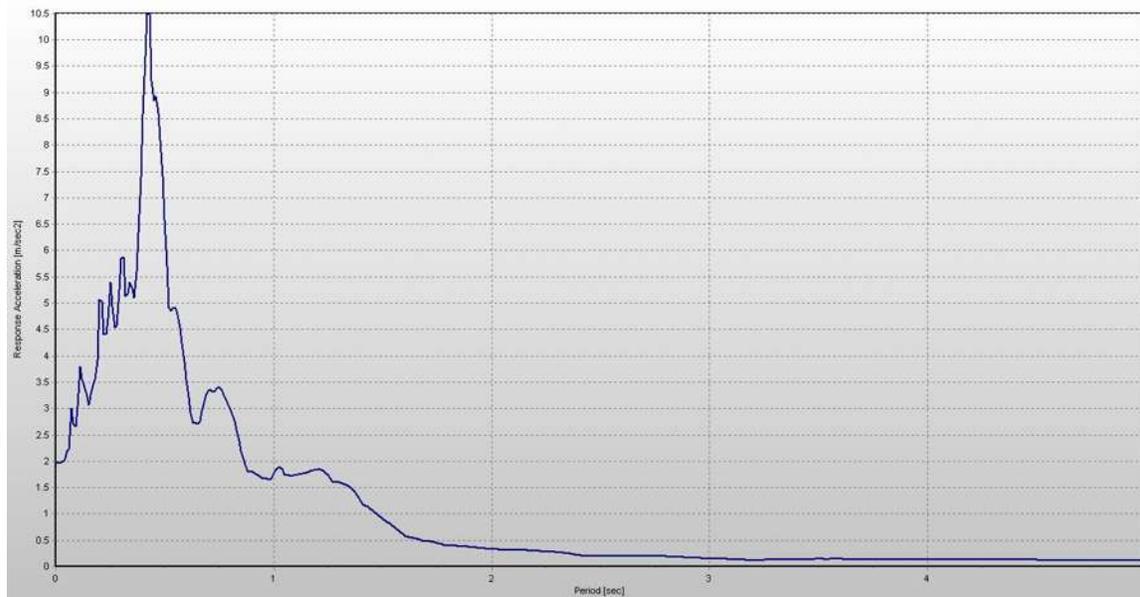
Esta estación fue el quinto registro de aceleraciones con un valor mayor, teniendo en su componente Norte-Sur un registro máximo de 195.79 cm/s² siendo la cuarta máxima en esta

dirección, así como una aceleración máxima en su componente Este-Oeste de 146.97 cm/s², por último, la componente vertical llega a tener una aceleración máxima de 59.31 cm/s².

En la Figura 43 corroboramos en el espectro de pseudo-aceleraciones, mostrando que a las estructuras en las que más efecto tienen son en aquellas de periodo corto, menores a 0.43 s, mientras que el valor máximo es de 1051.22 cm/s².



a)



b)

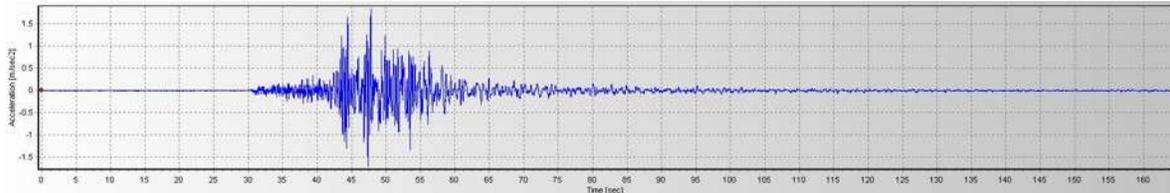
Figura 43 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación OXCU (b) y su espectro de respuesta de pseudo-aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.

7.5.7. Registro de aceleraciones la estación “RIO SAN FRANCISCO PUEBLA, CLAVE: RFPP”

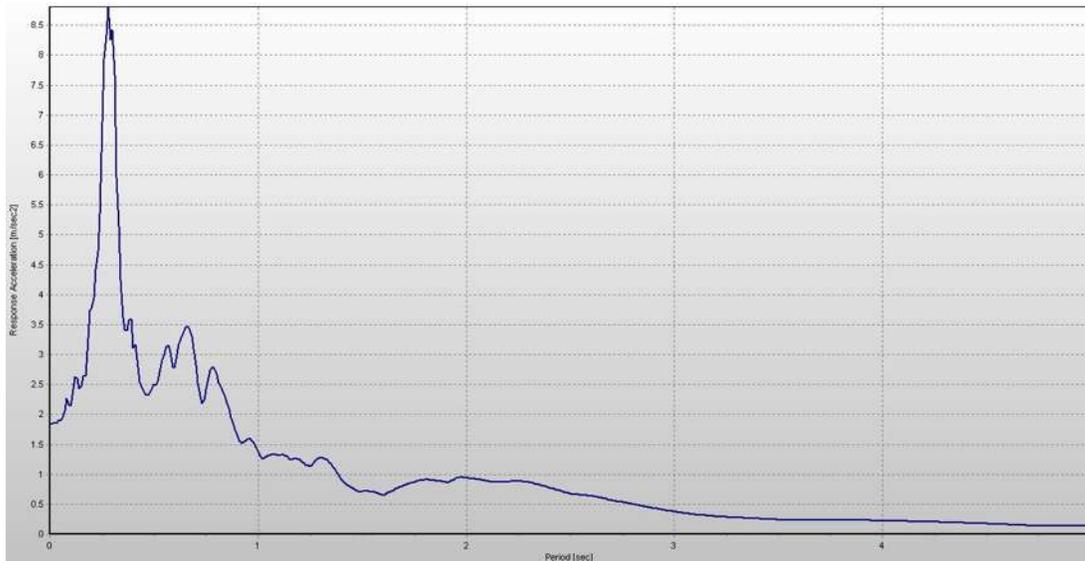
Esta estación fue el sexto registro de aceleraciones con un valor mayor, teniendo en una de sus componentes un registro máximo de 183.95 cm/s² en su componente Norte-Sur, así como una

aceleración máxima en su componente Este-Oeste de 115.44 cm/s², por último, la componente vertical llega a tener una aceleración máxima de 80.95 cm/s².

En la Figura 44 corroboramos en el espectro de pseudo-aceleraciones, mostrando que a las estructuras en las que más efecto tienen son en aquellas de periodo corto, menores a 0.28 s, mientras que el valor máximo es de 880.88 cm/s².



a)



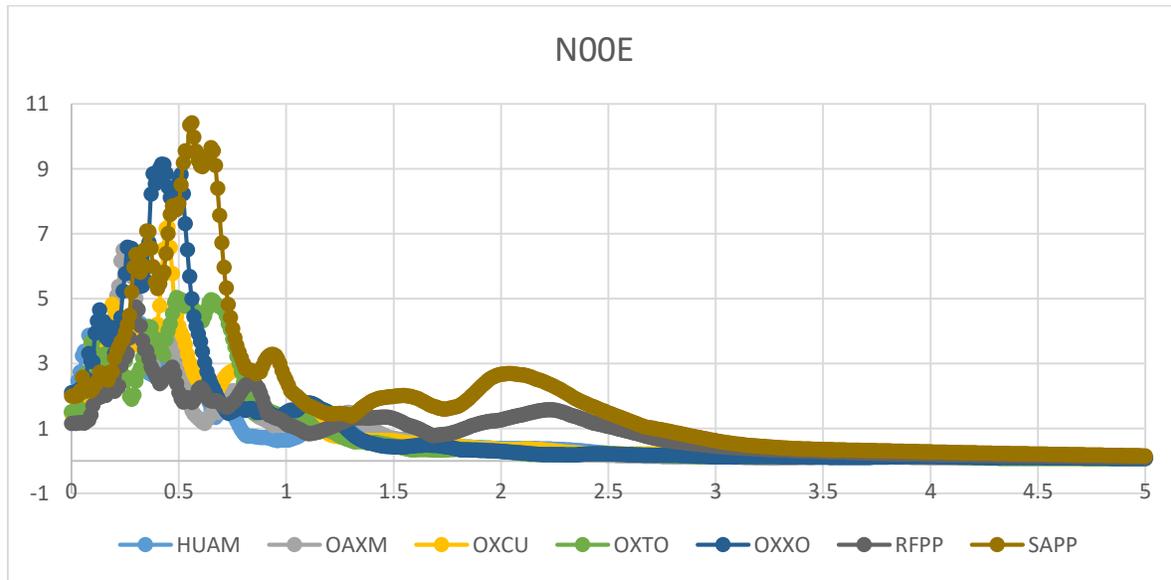
b)

Figura 44 a) registro de aceleraciones sísmico de la estación RFFP (b) y su espectro de respuesta de pseudo- aceleración obtenido con el programa SeismoSignal, 2018.

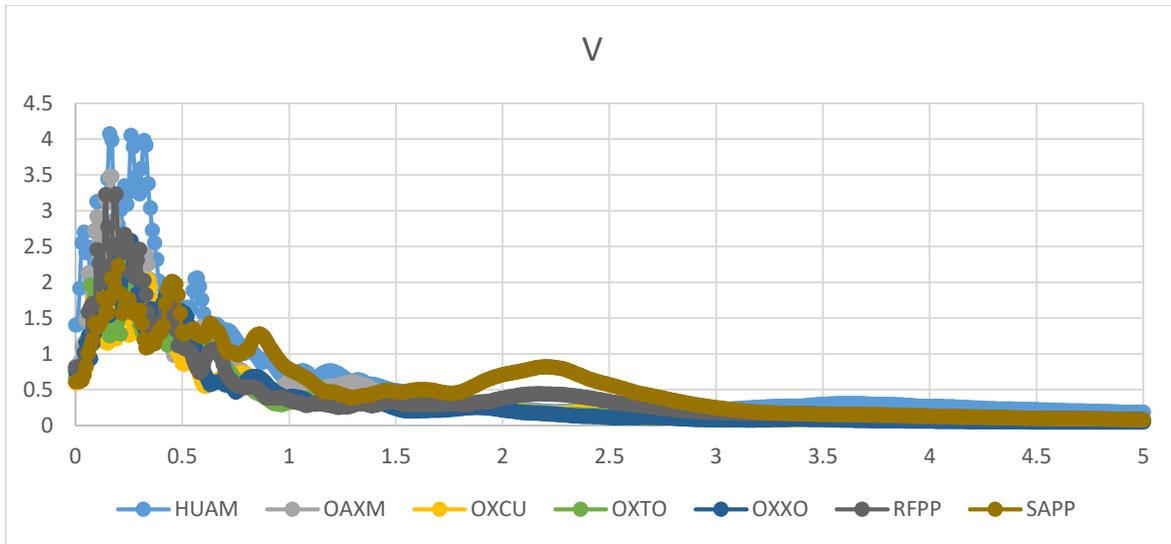
A continuación, se presentarán los espectros de la componente máxima de cada estación (Figura 45), así como una tabla de los sismos con cada una de sus aceleraciones (Tabla 10).

Tabla 10 Datos de los 7 sismos secundarios

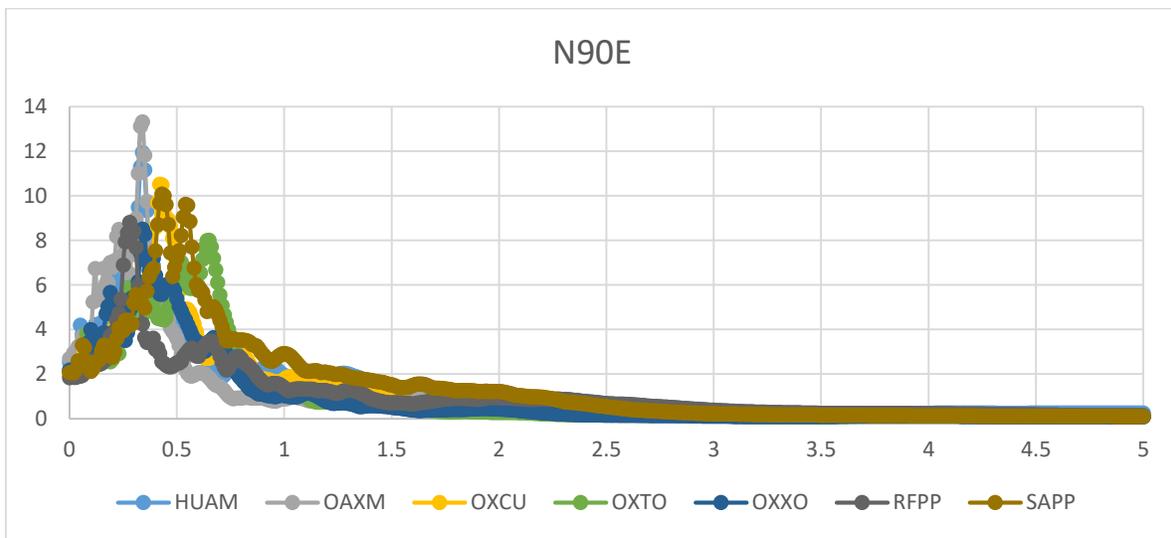
Estación	V	N00E	N90E	Tipo de suelo
OAXM	82.57	268.82	147.02	Aluvial
HUAM	140.57	251.73	151.25	Roca
OXTO	67.55	151.65	213.25	Aluvial
OXXO	75.92	210.69	217.7	-
SAPP	61.34	199.76	205.97	Lacustre
OXCU	59.31	146.97	195.79	Arcilla
RFPP	80.95	115.44	183.95	Estructura



a)



b)



c)

Figura 45 Espectros de las 3 componentes de cada estación.

Los espectros mostrados anteriormente se calcularon para un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5%, siendo este un valor conservador para estructuras de mampostería.

Por último, mencionar que los espectros de respuesta y los registros de aceleraciones mostrados anteriormente son todos los espectros de las componentes de aceleración más altas encontradas para cada evento sísmico, aunque se presentaron únicamente las aceleraciones con los valores

máximos, las otras dos componentes también muestran aceleraciones del orden a las enlistadas anteriormente y cuentan con aceleraciones verticales considerables (Tabla 11).

Tabla 11 Datos de las 3 componentes de todos los registros a utilizar.

Estación	V (m/s²)	N00E (m/s²)	N90E (m/s²)
HUAM	2.0404	3.2707	3.8781
NILT	11.2622	18.1512	24.8881
OAXM	1.8102	3.1626	2.7178
OXCU	1.7559	2.5039	2.7043
OXJM	2.6542	3.2367	3.9548
OXTO	1.5839	3.314	3.8259
OXXO	1.1425	3.3181	2.7179
SCRU	6.4498	5.4685	6.3743
RFPP	0.5326	2.2579	2.6746
SAPP	1.2004	2.5738	2.2521

Capítulo 8. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO

8.1. Análisis dinámicos elásticos lineales en 3 direcciones

En capítulos anteriores se mencionaron las diferentes formas en las que se puede evaluar la vulnerabilidad sísmica, incluyendo métodos estáticos y métodos dinámicos, metodologías cualitativas, cuantitativas, etc., con el objetivo de evaluar el grado de daño que presentará la edificación cuando es sometida a un sismo en específico, un primer paso para poder evaluar la vulnerabilidad sísmica es evaluar el comportamiento sísmico en análisis dinámicos lineales en la historia del tiempo, tomando en cuenta las tres direcciones del sismo, para los fines de esta investigación es necesario realizar análisis evaluando las 3 componentes direccionales del sismo, en la que se considere la interacción de las componentes evaluando de manera especial el impacto que tiene en la estructura cada componente, en especial la componente vertical.

Para evaluar el comportamiento sísmico en rango elástico lineal se utilizaron las propiedades dinámicas mostradas en la Tabla 5.

Los sismos mostrados en el capítulo anterior contienen señales sísmicas amplias en cuestión de tiempo, teniendo registros de un orden mayor a los 200 segundos, para fines de reducir los tiempos de ejecución y los recursos computacionales se consideró únicamente la fase intensa del sismo para dichos análisis, la obtención de la fase intensa se realizó por el método de intensidad Arias, considerando como fase intensa de cada sismo el rango de intensidad de áreas tal que la energía total de entrada del sismo se encontrará entre un 5% y un 95% del total.

Para los análisis elásticos lineales se tuvo en consideración también un valor de amortiguamiento crítico igual 5% tomando esto como un valor conservador para las estructuras de mampostería. Para la implementación de este valor del amortiguamiento el software necesitó los valores de los coeficientes del amortiguamiento de Rayleigh, para el cálculo de estos coeficientes se necesitaron los valores de frecuencias naturales circulares de dos modos de vibrar. Se tomaron los datos de las frecuencias de los modos uno y cinco obtenidos numéricamente y se calculó el valor de dichos coeficientes con las fórmulas proporcionadas por Chopra (1995):

$$\alpha = \xi \frac{2w_j w_i}{w_i + w_i} \qquad \beta = \xi \frac{2}{w_i + w_i}$$

Para poder encontrar los valores de α y β , se optó por resolver la siguiente matriz:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/w_i & w_i \\ 1/w_j & w_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix}$$

Siendo w_i y w_j los valores de las frecuencias de los modos numéricos en radianes, mientras que ξ es el porcentaje de amortiguamiento, como ya se mencionó antes este valor es del 5%.

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/79.746 & 79.746 \\ 1/136.659 & 136.659 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.05 \\ 0.05 \end{Bmatrix}$$

Ahora se procede a despejar a_0 y a_1 , para poder realizar el despeje se toma en cuenta que la ecuación original es de la forma $[A]\{X\} = \{B\}$, y al despejar X , queda de la forma $\{X\} = [A]^{-1}\{B\}$, por lo que se obtiene la siguiente matriz:

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 241.844721 & -141.126081 \\ -0.0129497 & 0.02219164 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.05 \\ 0.05 \end{Bmatrix}$$

Resolviendo la matriz nos da como resultado:

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.03593 \\ 0.00046 \end{bmatrix}$$

Si bien es cierto que los análisis elásticos lineales no demuestran patrones de daño con los esfuerzos y deformaciones encontrados en estos, de igual manera podremos intuir las zonas donde se presentan mayormente éstos y estimar posibles zonas de daño, además de lo mencionado también nos aportan una clara idea del comportamiento estructural del puente lo cual es sumamente importante en monumentos históricos, debido a que como se ha mencionado anteriormente las características geométricas son muy complejas y es muy difícil definir patrones de comportamiento sísmico.

Capítulo 9. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS ELÁSTICOS

La forma de evaluar los análisis elásticos lineales la realizaremos en tres apartados, los primeros dos serán los esfuerzos y los desplazamientos, estos son importantes ya que cada uno de ellos nos puede aportar una forma cuantitativa de evaluar cierto comportamiento estructural, en el último apartado nos enfocaremos en tratar de entender el comportamiento del puente en general bajo las demandas sísmicas.

Desde el punto de vista de la ingeniería estructural estos apartados nos aportan diversos detalles específicos sobre el comportamiento del puente.

9.1. Esfuerzos

Evaluar los esfuerzos que se presentan en el modelo del puente Batanes de manera elástica es relevante ya que nos da una idea de las zonas que más se ven afectadas y a su vez evaluando si estos esfuerzos son rebasados en comparación con los máximos resistentes o permisibles de la mampostería.

Al realizar tantos análisis dinámicos en la historia del tiempo será relevante únicamente resumir patrones de esfuerzos y de comportamiento de los mismos, las investigaciones anteriores mostraron que independientemente del sismo que se analice, las zonas que sufren daño del puente Batanes son bastante marcadas y las mismas se presentan en la mayoría de los análisis, por lo tanto, son un patrón de comportamiento de esfuerzos, que presentan en las mismas zonas en la mayoría de los análisis realizados, lo cual habría que rectificar comprobando con los análisis en las 3 direcciones. Se hace mención únicamente hablando en términos de esfuerzos principales en diferentes direcciones.

Aunque se presentan esfuerzos altos en las zonas que se mencionaran a continuación, también hay zonas en las que se presenta esfuerzos en magnitud alta únicamente en sismos específicos, por lo tanto, podemos suponer que estas no generan un patrón de comportamiento y únicamente se generaron debido a las características propias del sismo.

Como se mencionó antes, los cálculos se realizaron en las 3 direcciones, pero también se propuso realizar los cálculos de dos formas, la primera fue proponiendo la componente de mayor

aceleración en el eje transversal del puente, y la segunda fue proponiendo la componente de mayor aceleración en el eje longitudinal del puente, por lo que al final se tendrán resultados todavía más completos al poder analizar todas las direcciones que pueden afectar al puente.

En el cálculo longitudinal una de las principales zonas que mostro un esfuerzo considerable fue la parte del pretil a lo largo del puente, pero generalmente la compresión se mostró más en las zonas donde es el cruce con el rio Lerma (Figura 46), generando esfuerzos de compresión notables en estas zonas, dependiendo del sismo, en el sismo de la estación NILT se generaron esfuerzos del orden de 4.32 kg/cm^2 , también se generaron esfuerzos interesantes de tensión del orden en algunos análisis de 4.13 kg/cm^2 éste valor excede el esfuerzo resistente de la mampostería a tensión el cual podemos considerar para efectos prácticos nulo.

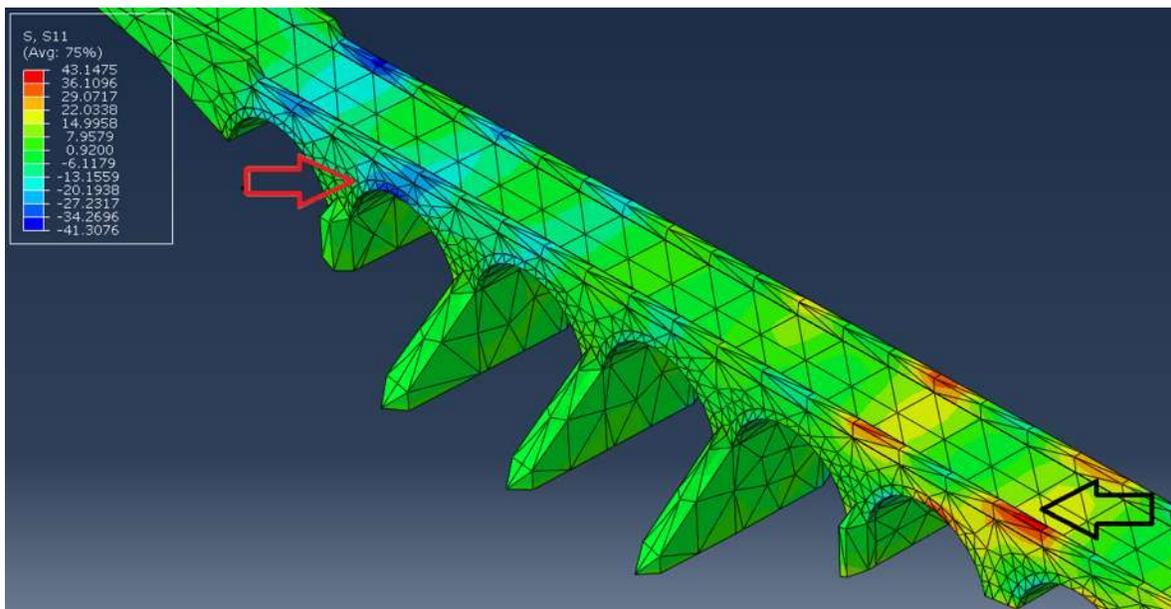


Figura 46 Esfuerzos a tensión y compresión longitudinales.

Otra de las zonas que presento altos esfuerzos, siendo más marcados esfuerzos a compresión con un orden de 1.3 kg/cm^2 , fue la zona de las bóvedas del puente (Figura 47), siendo la bóveda 1 la que llegaron a presentarse con regularidad en los resultados.

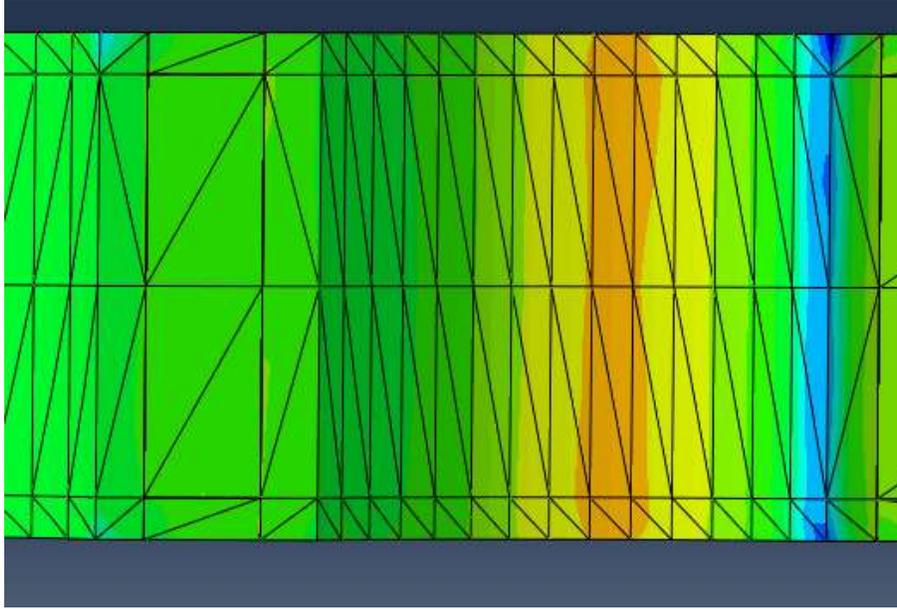


Figura 47 Esfuerzo a compresión en las bóvedas.

En el cálculo vertical se presentaron grandes esfuerzos de tensión en los tajamares y tanto en la zona de los contrafuertes con en su unión con los tímpanos (Figura 48).

Se generaron esfuerzos del orden de 1.4 kg/cm^2 en los análisis los cuales sobre pasa el esfuerzo resistente a tensión, mientras que a compresión se generaron esfuerzos de 6 Kg/cm^2 (Figura 49).

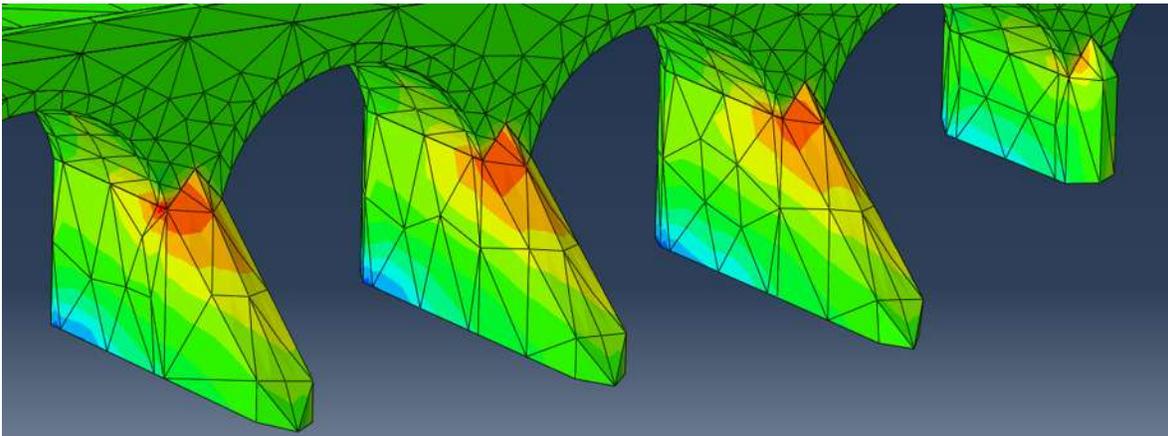
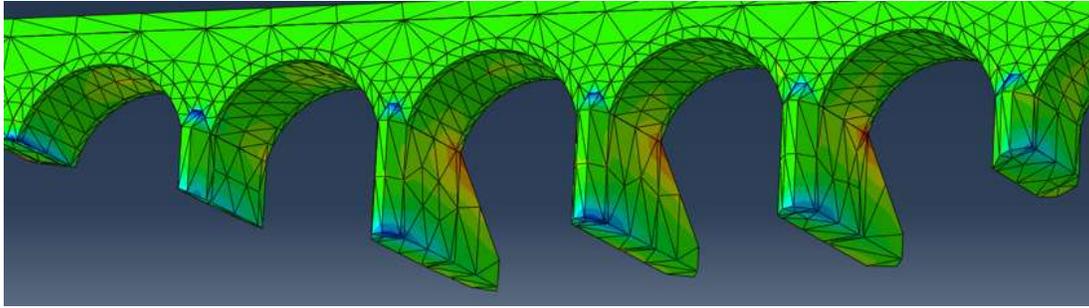


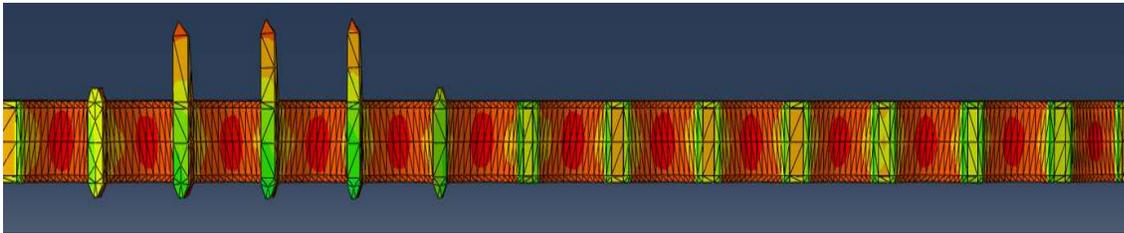
Figura 48 Esfuerzos a tensión verticales en el sentido vertical.



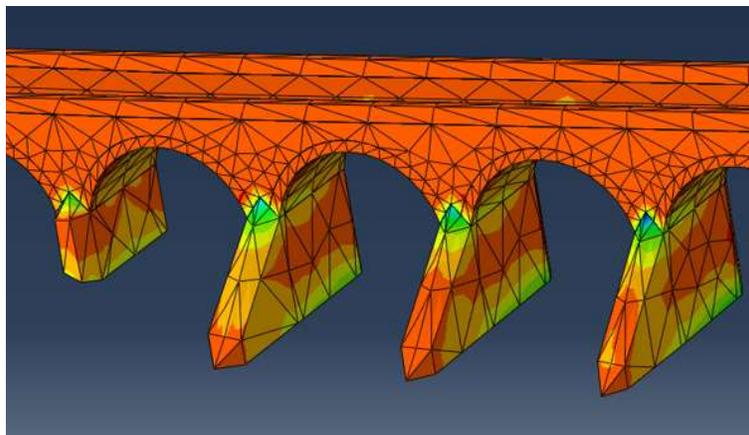
b)

Figura 49 Esfuerzos a compresion en el sentido vertical.

Como se había supuesto en el cálculo transversal las bóvedas del puente son las que más sufren ante cargas gravitacionales (Figura 50 a), en este caso generando esfuerzos de compresión de alrededor de mayores a 3 kg/cm^2 , sin embargo, en los análisis dinámicos lineales, se observó que se obtuvieron esfuerzos a tensión en la unión de los tajamares con los tímpanos (Figura 50 b).



a)



b)

Figura 50 a) y b) muestran los patrones de esfuerzo en el sentido transversal.

A continuación, se presenta un resumen de los resultados obtenidos, remarcando las partes afectadas a tensión y compresión, así como el valor máximo de tensión y compresión que se presenta en el puente por cada sismo.

Primero se mostrarán los resultados donde se utilizó la componente mayor de cada sismo en el eje Z.

Tabla 12 Partes afectadas y máximos esfuerzos longitudinales

Estación	Parte afectada a tensión	Parte afectada a compresión	Máximo esfuerzo a Tensión (Kg/cm²)	Máximo esfuerzo a Compresión (Kg/cm²)
HUAM	Pretils , especialmente sobre bóveda 13, 11, 9 y 8	pretils , máximo daño en bóveda del arco 1	1.3430	2.5514
NILT	pretil sobre bóveda 7, 8, bóveda 6, 7, 8	pretil sobre arco 13, 12, bóveda 13, 12	4.3147	4.1308
OAXM	pretils, bóveda 13 y 12	bóveda 1	1.3530	2.8290
OXCU	pretils, bóveda 13, 6-7	bóveda 1	1.3700	2.3690
OXJM	pretils, bóveda 13, 1, 4-7	bóveda 1	1.3110	2.6960
OXTO	pretils, bóveda 13, 6-8	bóveda 1	1.4140	2.4850
OXXO	pretils, bóveda 1, 4-9, 13	bóveda 1	1.4330	2.8750
SCRU	pretils, bóveda 13, 12, 10, 6-7	bóveda 1	1.3100	2.3440
RFFP	pretils, bóveda 13, 1-8	bóveda 1	1.3120	2.8090
SAPP	pretils, bóveda 13, 12, 4-8	bóveda 1	1.3050	2.4940

Tabla 13 Partes afectadas y máximos esfuerzos verticales

Estación	Parte afectada a tensión	Parte afectada a compresión	Máximo esfuerzo a Tensión (Kg/cm ²)	Máximo esfuerzo a Compresión (Kg/cm ²)
HUAM	tajamar 1, 5	base contrafuerte 2 y 3, inicio del arco 1-4	1.5067	5.7336
NILT	inicio del arco 7, base tajamar 1 y 2	base de contrafuertes, bóveda 2, 3, 8-12	9.8190	14.3800
OAXM	tajamar 1, 5	bóveda 1-3, tajamar 1	1.4370	5.9680
OXCU	tajamares	base contrafuerte 2 y 3, inicio del arco 1-4	0.8579	5.9700
OXJM	tajamar 1, 5	base contrafuerte 2 y 3, inicio del arco 1-4	1.4430	5.7940
OXTO	tajamares	base contrafuerte 2 y 3, inicio del arco 1-4, 6-8	1.4520	5.9490
OXXO	tajamar 1, 5	inicio del arco 1-3, tajamar 2	1.4120	6.3070
SCRU	tajamares, contrafuertes	tajamar 2, 3,	1.1760	7.0830
RFFP	tajamar 1,5, contrafuertes	tajamar 2-3, inicio del arco o 1-3	1.3860	6.1630
SAPP	tajamar 1, 5	tajamar 2, contrafuerte 1, base de contrafuerte 2, 3, inicio del arco 1-4	1.4500	5.6310

Tabla 14 Partes afectadas y maximos esfuerzos transversales

Estación	Parte afectada a tensión	Parte afectada a compresión	Máximo esfuerzo a Tensión (Kg/cm ²)	Máximo esfuerzo a Compresión (Kg/cm ²)
HUAM	Todas las bóvedas, contrafuerte 2, 3	tajamar 2	0.3336	2.1516
NILT	tajamar 2-4, inicio del arco 7	contrafuertes, base de contrafuertes, inicio de la bóveda 3-5, 8	2.7910	3.3120
OAXM	bóvedas	tajamar 2	0.3691	2.6090
OXCU	bóvedas	tajamar 2	0.3586	1.9670
OXJM	bóvedas	tajamar 2	0.3220	2.3120
OXTO	bóvedas, contrafuerte 3	tajamar 2	0.3498	1.9600
OXXO	bóvedas	tajamar 2	0.3298	2.6750
SCRU	bóvedas	tajamar 2,3	0.4350	3.7310
RFFP	bóvedas, contrafuertes	tajamar 2-3	0.3201	2.7010
SAPP	bóvedas	tajamar 2-3	0.3476	2.2110

Ahora se mostrarán los resultados donde se utilizó la componente mayor de cada sismo en el eje X.

Tabla 15 Partes afectadas y máximos esfuerzos longitudinales

Estación	Parte afectada a tensión	Parte afectada a compresión	Máximo esfuerzo a Tensión (Kg/cm²)	Máximo esfuerzo a Compresión (Kg/cm²)
HUAM	pretil, bóveda 13	Bóveda 1	1.3158	2.4896
NILT	pretil, bóveda 8, 9	bóveda 13, 12, pretil	6.4185	5.3121
OAXM	pretil, bóveda 13	Bóveda 1	1.2860	2.8782
OXCU	pretil	Bóveda 1	1.4585	2.4306
OXJM	pretil	Bóveda 1	1.3927	2.7408
OXTO	pretil, bóveda 8	Bóveda 1	1.5320	2.5938
OXXO	pretil, bóveda 13	Bóveda 1	1.2797	2.7519
SCRU	pretil, bóveda 13, 12	Bóveda 1	1.2787	2.3982
RFFP	pretil, bóveda 13	Bóveda 1	1.2454	2.6952
SAPP	pretil, bóveda 8	Bóveda 1	1.4279	2.6833

Tabla 16 Partes afectadas y máximos esfuerzos verticales

Estación	Parte afectada a tensión	Parte afectada a compresión	Máximo esfuerzo a Tensión (Kg/cm ²)	Máximo esfuerzo a Compresión (Kg/cm ²)
HUAM	contrafuerte 1, 5	base tajamar 2, 3, Bóvedas 1-4	1.5634	5.7308
NILT	Bóveda 7	base de contrafuertes, bóveda 7	12.7590	16.8023
OAXM	tajamar 1, 5	Bóvedas 1-3, tajamar 2	1.4177	6.1744
OXCU	tajamares 1, 5	Bóvedas 1-4	1.3852	5.8820
OXJM	tajamar 1, 5	Bóvedas 1-3, tajamar 2	1.3902	5.9894
OXTO	tajamares 1, 3, 5	base contrafuerte 2, bóvedas 1-3	1.4935	6.2474
OXXO	tajamar 1, 5	inicio del arco 1-3, tajamar 2	1.4587	5.7851
SCRU	tajamare 1, 5, contrafuertes	tajamar 2, 3,	1.3895	6.4624
RFFP	tajamar 1,5, contrafuerte 1, 4-5	tajamar 2, inicio del arco o 1-3	1.4065	5.6723
SAPP	tajamar 1, 5, contrafuerte 1-2, 5	tajamar 2, inicio del arco 1-3	1.4098	6.2534

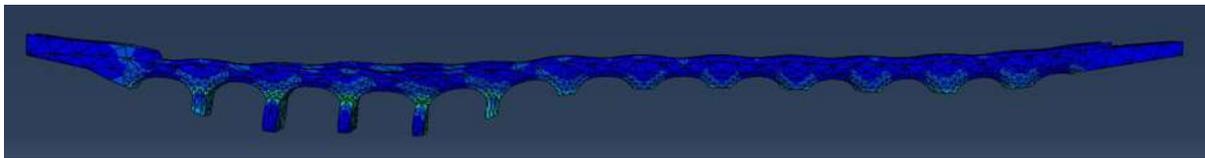
Tabla 17 Partes afectadas y máximos esfuerzos transversales

Estación	Parte afectada a tensión	Parte afectada a compresión	Máximo esfuerzo a Tensión (Kg/cm ²)	Máximo esfuerzo a Compresión (Kg/cm ²)
HUAM	Todas las bóvedas, contrafuerte 3	tajamar 2, contrafuerte 2	0.3327	1.7809
NILT	tajamar 2-4 bóveda 7	contrafuertes, base de contrafuertes, bóveda 7	3.2205	3.6145
OAXM	bóvedas	tajamar 2	0.3457	2.7667
OXCU	bóvedas	tajamar 2	0.3582	2.5011
OXJM	bóvedas	tajamar 2	0.3207	2.5079
OXTO	bóvedas, contrafuerte 3	tajamar 2	0.3562	2.0270
OXXO	bóvedas	tajamar 2	0.3527	2.3549
SCRU	bóvedas	tajamar 2,3	0.2744	3.3087
RFFP	bóvedas	tajamar 2-3	0.3201	0.3482
SAPP	bóvedas	tajamar 2	0.3366	2.6339

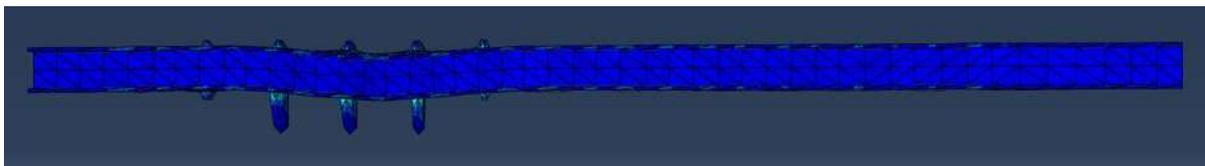
9.2. Desplazamientos

Una vez que se ha visualizado de manera general el comportamiento de los esfuerzos principales cambiamos a evaluar los desplazamientos que son otra herramienta que nos permite evaluar el comportamiento bajo la acción sísmica del puente. Bien es cierto que, bajo una acción sísmica, estos desplazamientos son un tanto inciertos debido a que estos son desplazamientos elásticos y es muy probable que bajo una acción sísmica de considerable magnitud los desplazamientos que se presenten en la estructura sean inelásticos.

El análisis de los desplazamientos se tiene que realizar en sus tres direcciones ortogonales en cada dirección, debido a las características de los mismos análisis, sin embargo, solo se hace mención específica de algunos datos importantes encontrados en referencia a los desplazamientos que genera el puente ante distintas cargas sísmicas. Lo anterior es el resultado de analizar dinámicamente la estructura en la historia del tiempo en 3 direcciones ortogonales simultaneas.



a)



b)

Figura 51 a) y b) muestran los desplazamientos presentados en el puente

Como se observa en la Figura 51, las partes más afectadas del puente fueron los arcos donde se tiene los tajamares y contrafuertes, además de los mismos, este comportamiento era de esperarse, debido a que los demás arcos las pilas de los demás arcos están cubiertas casi en su totalidad por el suelo, dándoles más rigidez al momento de los sismos, por lo que los tajamares y contrafuertes tienen menos oposición al movimiento causado por los sismos.

Al igual que con los esfuerzos se presentará un resumen de los resultados obtenidos, remarcando el desplazamiento real de las partes afectadas, así como los esfuerzos reales a los que fueron sometidos.

Primero se mostrarán los resultados donde se utilizó la componente mayor de cada sismo en el eje Z.

Tabla 18 Desplazamientos y esfuerzos reales longitudinales

Estación	Esfuerzo real a tensión (Kg/cm²)	Esfuerzo real a compresión (Kg/cm²)	Desplazamiento real (cm)
HUAM	4.7700	2.6434	9.843E-03
NILT	4.3759	4.9266	0.068
OAXM	1.3541	2.4179	0.0139
OXCU	1.4511	2.1808	0.0100
OXJM	1.3120	2.6935	0.0116
OXTO	1.5001	1.9491	0.0102
OXXO	2.5130	2.8747	0.01
SCRU	2.1315	2.1316	0.0107
RFFP	2.4040	2.7342	0.0176
SAPP	1.3961	1.3050	0.009

Tabla 19 Desplazamientos y esfuerzos reales verticales

Estación	Esfuerzo real a tensión (Kg/cm²)	Esfuerzo real a compresión (Kg/cm²)	Desplazamiento real (cm)
HUAM	4.2235	5.6429	4.599E-02
NILT	24.1990	24.1990	0.09
OAXM	4.9370	4.9360	0.0418
OXCU	3.7239	4.9660	0.0460
OXJM	4.8250	4.8245	0.0431
OXTO	4.3170	4.9340	0.0457
OXXO	3.8590	5.7896	0.0406
SCRU	6.1940	7.0629	0.0464
RFFP	5.6620	3.7740	0.0392
SAPP	4.7200	2.3610	0.0407

Tabla 20 Desplazamientos y esfuerzos reales transversales

Estación	Esfuerzo real a tensión (Kg/cm²)	Esfuerzo real a compresión (Kg/cm²)	Desplazamiento real (cm)
HUAM	1.6568	2.2781	2.316E-02
NILT	4.0690	3.5604	0.105
OAXM	2.2331	2.6211	0.0101
OXCU	1.7446	1.9838	0.0250
OXJM	1.9760	2.3223	0.0170
OXTO	1.7328	1.9757	0.0251
OXXO	2.0028	2.6825	0.0103
SCRU	0.4262	3.7398	0.0175
RFFP	2.0141	2.0209	0.0073
SAPP	1.9186	2.0530	0.0139

Ahora se mostrarán los resultados donde se utilizó la componente mayor de cada sismo en el eje X.

Tabla 21 Desplazamientos y esfuerzos reales longitudinales

Estación	Esfuerzo real a tensión (Kg/cm²)	Esfuerzo real a compresión (Kg/cm²)	Desplazamiento real (cm)
HUAM	4.6727	3.0429	9.500E-03
NILT	8.7979	5.8653	0.1064
OAXM	2.0821	1.3881	0.0113
OXCU	2.2687	0.9722	0.0143
OXJM	2.0667	1.3779	0.0112
OXTO	2.4067	1.3753	0.016021
OXXO	2.0158	1.3439	0.012904
SCRU	2.1449	1.2256	0.013375
RFFP	1.9703	0.9851	0.012
SAPP	2.0555	1.0278	0.0101

Tabla 22 Desplazamientos y esfuerzos reales verticales

Estación	Esfuerzo real a tensión (Kg/cm ²)	Esfuerzo real a compresión (Kg/cm ²)	Desplazamiento real (cm)
HUAM	3.6472	6.0786	4.974E-02
NILT	29.5613	29.5613	0.096
OAXM	6.3268	5.0614	0.0402
OXCU	4.8448	4.8448	0.0409
OXJM	4.9198	4.9197	0.0405
OXTO	3.8704	5.1606	0.045753
OXXO	5.4328	4.8292	0.04394
SCRU	5.8889	5.8890	0.042811
RFFP	5.3091	3.5394	0.042
SAPP	3.1930	5.1088	0.0407

Tabla 23 Desplazamientos y esfuerzos reales transversales

Estación	Esfuerzo real a tensión (Kg/cm2)	Esfuerzo real a compresión (Kg/cm2)	Desplazamiento real (cm)
HUAM	1.4091	1.9374	3.120E-02
NILT	4.5566	3.9871	0.1152
OAXM	1.0375	3.1124	0.0097
OXCU	1.6680	1.3172	0.0136
OXJM	1.1786	2.5928	0.0128
OXTO	1.5846	2.1851	0.024071
OXXO	1.3538	2.4820	0.017475
SCRU	1.1277	0.9139	0.013444
RFFP	1.1440	0.2276	0.012
SAPP	1.2375	2.4756	0.0076

9.3. Cargas vivas vehiculares

Fue a partir de 1944 y hasta la actualidad, que se han adoptado modelos de cargas móviles de diseño para puentes. Dichas cargas fueron constituidas por camiones tipo, o cargas por carril equivalentes en las que los camiones no son reales, sino sólo vehículos imaginarios que se usan para el diseño. Según los modelos de carga en AASHTO, hay dos clases principales de camiones: los denominados con la letra H seguida de un número, y los designados con las letras HS, seguidas también de caracteres numéricos.

En México, se utilizan las normas AASHTO para el proyecto de puentes, las cargas móviles de diseño que se usaron desde 1980 son las denominadas T3-S3 y T3-S2-R4, que trataron de identificar al tránsito que está permitido en las carreteras federales del país, según lo indica el Reglamento sobre el Peso, y Dimensiones de los Vehículos de Autotransporte que transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal. No obstante, lo anterior, en diferentes organismos se desarrollaron términos de referencia donde se solicitó que en el análisis de los puentes se utilizarán estos dos últimos tipos de camión, pero variando el valor de las cargas por eje, existiendo un descontrol en los proyectistas por el tipo de modelo más representativo de las cargas nacionales. Por lo que se estableció la necesidad de contar en México con un modelo o sistema de cargas que representen adecuadamente los pesos de los vehículos que circular por las carreteras nacionales.

Fue necesario que se formularan modelos de cargas vivas que arrojaran elementos mecánicos superiores a los que ocasionan los vehículos reales más pesados, de manera que se logre un nivel de seguridad adecuado en el diseño de nuevos puentes en México, y que puedan utilizarse para revisar la seguridad de los ya existentes.

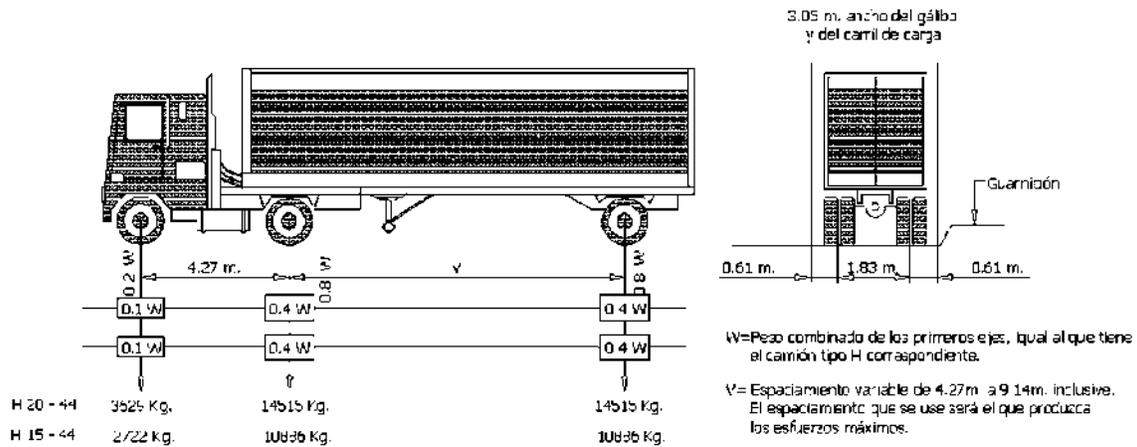
Para proponer la topología de los modelos de cargas vivas, se tomó como punto de partida que todos los modelos que se incluyen en los reglamentos de otros países consideran dos sistemas de cargas: concentradas, y otro de uniformemente repartida.

El sistema de cargas concentradas produce efectos en los puentes equivalentes a los que ocasiona un vehículo muy pesado con una probabilidad muy baja de presentarse en el lapso de vida útil de diseño del puente. Por su parte, el sistema de carga uniforme genera efectos a los que ocasiona un convoy de vehículos pesados, que, al circular en un carril, uno tras otro, producen elementos

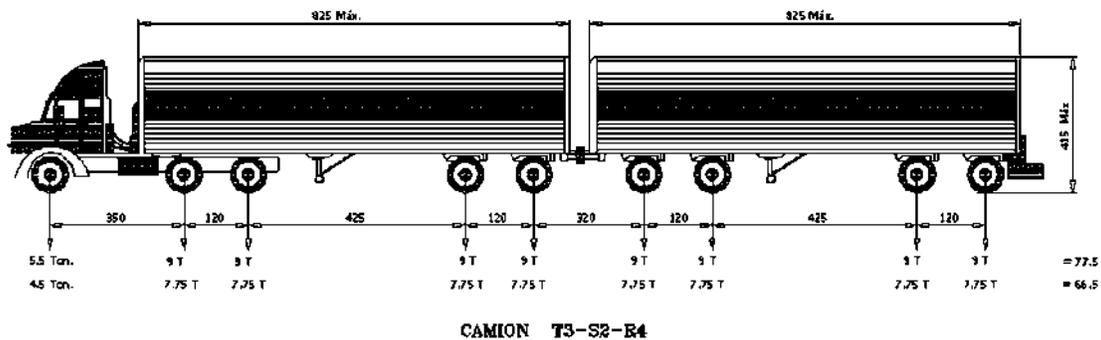
mecánicos iguales o mayores, dependiendo del claro del puente, que los que origina cualesquiera de ellos individualmente.

Se ha demostrado que los sistemas o modelos de cargas vivas vehiculares especificados en los reglamentos de la AASHTO , que usualmente se han empleado en México para el diseño estructural de los puentes carreteros, establecen cargas inferiores a las que transportan los grandes vehículos articulados que circulan por las vías principales de la red carretera mexicana y, consecuentemente, subestiman los valores de los elementos mecánicos (fuerzas cortantes y momentos flexionantes) máximos para diseño.

El diseño conceptual del modelo usado comprende un sistema de cargas concentradas (Figura 53), los valores que se utilizaron corresponden a los vehículos HS-20 y T3S2R4 (Figura 52).

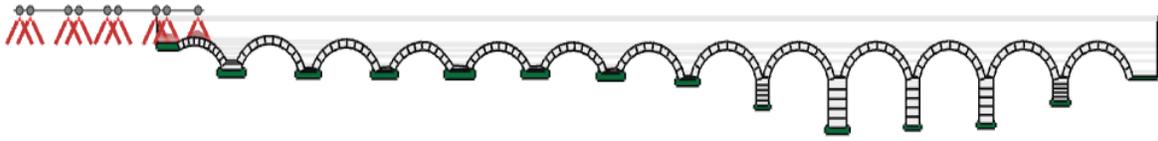


a)

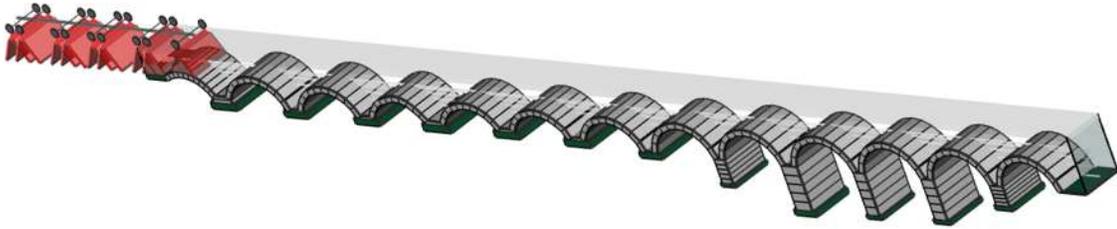


b)

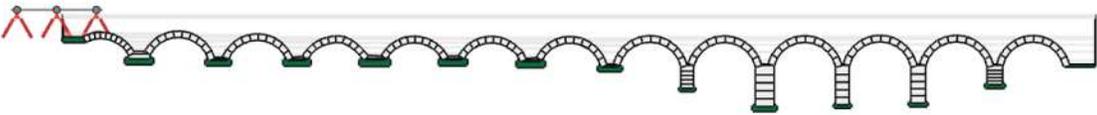
Figura 52 a) Vehículo HS-20, b) Vehículo T3-S2-R4.



a)



b)

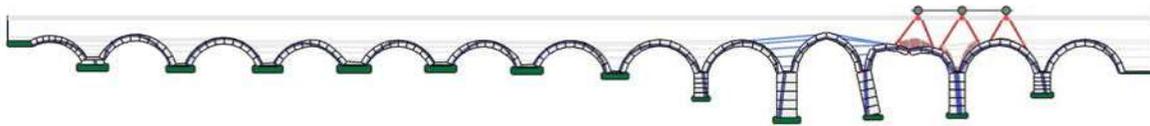


c)



d)

Figura 53 a) y b) representan la carga T3-S-R4, c) y d) representan la carga HS-20.



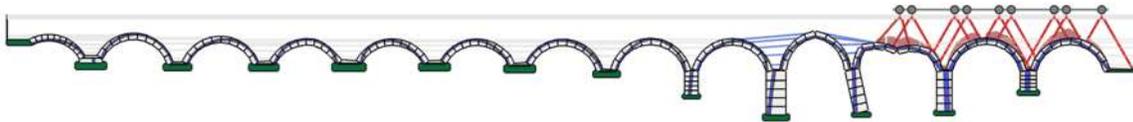
a)

Salida			
649	Hipótesis de carga 649	HS 20	120650
650	Hipótesis de carga 650	HS 20	120950
651	Hipótesis de carga 651	HS 20	121250
652	Hipótesis de carga 652	HS 20	1550

Coef.* de capacidad mínimo = 14,5 con Hipótesis de carga 564 (564 de 652)

b)

Figura 54 Resultados obtenidos para el vehículo HS-20.



a)

Salida			
646	Hipótesis de carga 649	T3S2R4	120650
647	Hipótesis de carga 650	T3S2R4	120950
648	Hipótesis de carga 651	T3S2R4	121250
649	Hipótesis de carga 652	T3S2R4	1550

Coef.* de capacidad mínimo = 13,3 con Hipótesis de carga 600 (597 de 649)

b)

Figura 55 Resultados obtenidos para el vehículo T3-S2-R4.

Con estos resultados mostrados en la Figura 54, y la Figura 55 se corrobora que las bóvedas sobre el cruce del río Lerma son las partes más vulnerables del puente ante cargas vehiculares, por lo que para su circulación se deberán tomar medidas de preservación y/o reparación en estas zonas específicas.

Capítulo 10. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Como se vio en el capítulo 9, el puente Batanes sufrió en todos los cálculos realizados esfuerzos a tensión, lo que es peligroso debido a que la mampostería tiene prácticamente resistencia cero a la tensión, igualmente se vio que, en dichos resultados, los elementos que presentaban problemas a tensión son las bóvedas, los pretilos, tajamares y contrafuertes.

Con lo visto en los cálculos anteriores tanto del Abaqus CAE como del LimitState: Ring, se puede comprobar que una de las zonas más críticas es la de las bóvedas, específicamente las que están sobre los tajamares del cruce del río Lerma, para el caso de las cargas vehiculares es importante mencionar que el resultado obtenido es interesante, ya que comprueba que por el puente pueden cruzar cargas vehiculares muy pesadas, aunque no hay que olvidar que esto es solo una estimación, y de todas formas como precaución se deberá tener un control de tráfico para el momento en que cruce este vehículo.

Es interesante observar que los mayores resultados a tensión son los que se presentan en la componente vertical, por lo que se comprueba que el mayor desastre que produciría un sismo de alta intensidad en el puente Batanes sería en esa componente.

Lo más crítico de esta investigación se presenta como se comentó al momento de la selección de acelerogramas, con los resultados arrojados por la estación NILT, dado que estos datos fueron por mucho los resultados que más afectan al puente, dejando los esfuerzos más grandes tanto a tensión como a compresión siendo de 29.5613 Kg/cm², además de presentar los desplazamientos más desfavorables, siendo el más crítico de 11.52 cm, la mayor aportación de esta estación es que se puede asegurar que ante un sismo de estas aceleraciones, el puente Batanes no soportaría los esfuerzos ni las deformaciones que se lleguen a presentar.

A continuación, se presentarán los datos más desfavorables de cada sismo, describiendo las partes más afectadas y sus esfuerzos máximos tanto a tensión como compresión (Tabla 24, Tabla 25, Tabla 26), siendo los máximos esfuerzos, máximos esfuerzos reales, y máximos desplazamientos de todas las corridas generadas.

Tabla 24 Partes afectadas y máximos esfuerzos presentados en la componente longitudinal

Componente mayor en el eje Z				
Estación	Parte afectada a tensión	Parte afectada a compresión	Máximo esfuerzo a Tensión (Kg/cm²)	Máximo esfuerzo a Compresión (Kg/cm²)
OAXM	pretil, bóveda 13 y 12	bóveda 1	1.353	2.829
OXJM	pretil, bóveda 13, 1, 4-7	bóveda 1	1.311	2.696
Componente mayor en el eje X				
HUAM	pretil, arco 13	inicio arco 1	1.3158	2.4896
NILT	pretil, bóveda 8, 9	bóveda 13, 12, pretil	6.4185	5.3121
OXCU	pretil	inicio arco 1	1.4585	2.4306
OXTO	pretil, bóveda 8	inicio arco 1	1.5320	2.5938
OXXO	pretil, bóveda 13	inicio arco 1	1.2797	2.7519
SCRU	pretil, bóveda 13, 12	inicio arco 1	1.2787	2.3982
RFFP	pretil, bóveda 13	inicio arco 1	1.245371	2.6952
SAPP	pretil, bóveda 8	inicio arco 1	1.4279	2.6833

Tabla 25 Partes afectadas y máximos esfuerzos presentados en la componente vertical

Componente mayor en el eje Z				
Estación	Parte afectada a tensión	Parte afectada a compresión	Máximo esfuerzo a Tensión (Kg/cm2)	Máximo esfuerzo a Compresión (Kg/cm2)
OAXM	tajamar 1, 5	bóveda 1-3, tajamar 1	1.4370	5.9680
OXCU	tajamares	base contrafuerte 2 y 3, inicio del arco 1-4	0.8579	5.9700
OXJM	tajamar 1, 5	base contrafuerte 2 y 3, inicio del arco 1-4	1.4430	5.7940
SCRU	tajamares, contrafuertes	tajamar 2, 3,	1.1760	7.0830
Componente mayor en el eje X				
HUAM	contrafuerte 1, 5	base tajamar 2, 3, inicio del arco 1-4	1.5634	5.7308
NILT	inicio del arco 7	base de contrafuertes, inicio del arco 7	12.7590	16.8023
OXTO	tajamares 1, 3, 5	base contrafuerte 2, inicio del arco 1-3	1.4935	6.2474
OXXO	tajamar 1, 5	inicio del arco 1-3, tajamar 2	1.4587	5.7851
RFFP	tajamar 1,5, contrafuerte 1, 4-5	tajamar 2, inicio del arco o 1-3	1.4065	5.6723
SAPP	tajamar 1, 5, contrafuerte 1-2, 5	tajamar 2, inicio del arco 1-3	1.4098	6.2534

Tabla 26 Partes afectadas y máximos esfuerzos presentados en la componente transversal

Componente mayor en el eje Z				
Estación	Parte afectada a tensión	Parte afectada a compresión	Máximo esfuerzo a Tensión (Kg/cm²)	Máximo esfuerzo a Compresión (Kg/cm²)
OAXM	bóvedas	tajamar 2	0.3691	2.6090
OXCU	bóvedas	tajamar 2	0.3586	1.9670
OXJM	bóvedas	tajamar 2	0.3220	2.3120
OXTO	bóvedas, contrafuerte 3	tajamar 2	0.3498	1.9600
SCRU	bóvedas	tajamar 2,3	0.4350	3.7310
SAPP	bóvedas	tajamar 2-3	0.3476	2.211
Componente mayor en el eje X				
HUAM	bóvedas de todos los arcos, contrafuerte 3	tajamar 2, contrafuerte 2	0.3327	1.7809
NILT	tajamar 2-4, inicio del arco 7	contrafuertes, base de contrafuertes, inicio del arco 7	3.2205	3.6145
OXXO	bóvedas	tajamar 2	0.3527	2.3549
RFFP	bóvedas	tajamar 2-3	0.3201	0.3482

Tabla 27 Máximos esfuerzos reales y máximos desplazamientos longitudinales

Componente mayor en el eje Z			
Estación	Esfuerzo real a tensión (Kg/cm²)	Esfuerzo real a compresión (Kg/cm²)	Desplazamiento real (cm)
OAXM	1.3541	2.4179	0.0139
OXJM	1.3120	2.6935	0.0116
Componente mayor en el eje X			
HUAM	4.6727	3.0429	0.0095
NILT	8.7979	5.8653	0.1064
OXCU	2.2687	0.9722	0.0143
OXTO	2.4067	1.3753	0.0160
OXXO	2.0158	1.3439	0.0129
SCRU	2.1449	1.2256	0.0134
RFFP	1.9703	0.9851	0.012
SAPP	2.0555	1.0278	0.0101

Tabla 28 Máximos esfuerzos reales y máximos desplazamientos longitudinales verticales

Componente mayor en el eje Z			
Estación	Esfuerzo real a tensión (Kg/cm²)	Esfuerzo real a compresión (Kg/cm²)	Desplazamiento real (cm)
OAXM	4.9370	4.9360	0.0418
OXCU	3.7239	4.9660	0.0460
OXJM	4.8250	4.8245	0.0431
SCRU	6.1940	7.0629	0.0464
Componente mayor en el eje X			
HUAM	3.6472	6.0786	0.0497
NILT	29.5613	29.5613	0.0960
OXTO	3.8704	5.1606	0.0458
OXXO	5.4328	4.8292	0.0439
RFFP	5.3091	3.5394	0.042
SAPP	3.193	5.1088	0.0407

Tabla 29 Máximos esfuerzos reales y máximos desplazamientos longitudinales transversales

Componente mayor en el eje Z			
Estación	Esfuerzo real a tensión (Kg/cm²)	Esfuerzo real a compresión (Kg/cm²)	Desplazamiento real (cm)
OAXM	2.2331	2.6211	0.0101
OXCU	1.7446	1.9838	0.0250
OXJM	1.9760	2.3223	0.0170
OXTO	1.7328	1.9757	0.0251
SCRU	0.4262	3.7398	0.0193
SAPP	1.9186	2.053	0.0139
Componente mayor en el eje X			
HUAM	1.4091	1.9374	0.0312
NILT	4.5566	3.9871	0.1152
OXXO	1.3538	2.4820	0.0175
RFFP	1.144	0.2276	0.012

Capítulo 11. Conclusiones

El principal objetivo de esta investigación fue evaluar el comportamiento sísmico del puente Batanes, por lo que el modelo de análisis tridimensional generado representa de buena manera el comportamiento de la estructura, debido a que los patrones de daño encontrados coinciden con los esperados, además los resultados mostraron nuevos patrones de daño que son muy probables de presentarse en el puente, por lo tanto, esto nos ayuda a tener una mejor idealización de las fallas que se pueden presentar ante sismos con aceleraciones de 200 cm/s^2 o mayores, para fines de la investigación el modelo resulto ser adecuado.

En los resultados que se obtuvieron de la presente investigación destaca el uso de análisis en las 3 direcciones ortogonales, esto debido a su complejidad para realizar los cálculos necesarios, teniendo como duración para la corrida con menor y mayor cantidad de datos de 13 y 50 horas respectivamente, ya que el considerar las 3 direcciones representa de manera más real el efecto que tiene un sismo sobre la misma, y por lo tanto nos aporta una mejor percepción del comportamiento general de la estructura ante carga sísmica.

Desde el punto de vista de la medición experimental, se comprobó que la vibración ambiental es una buena forma para obtener las propiedades dinámicas en estructuras masivas como son los puentes de mampostería, facilitando así la calibración de los modelos.

Enfocando las conclusiones directamente a los resultados obtenidos, nos encontramos que sin duda alguna el comportamiento estructural del puente ante acción sísmica es bastante deficiente ante los esfuerzos en tensión, que se debe tener en cuenta que tanto los esfuerzos de tensión, compresión y desplazamientos máximos se presentaron en la componente vertical.

Se pudo comprobar las zonas específicas en las cuales se mostró una vulnerabilidad muy marcada a sufrir desplazamientos, esfuerzos, y deformaciones, siendo las bóvedas, los contrafuertes, tajamares y pretilos los elementos que claramente son propensos a sufrir daños independientemente del tipo de sismo al que se sometiera, mientras que para las cargas vivas vehiculares es satisfactoria, ya que nos revela que por el puente pueden cruzar cargas vehiculares muy pesadas, sin riesgo a una falla importante.

Las acciones sísmicas aplicadas al puente demuestran que los desplazamientos no llegan a ser excesivos, ya que en prácticamente todos los casos estos se encuentran por debajo de 0.1 cm, de igual forma se observó que los elementos que experimentan mayores desplazamientos son las bóvedas, los tajamares y contrafuertes, resaltando que los resultados más desfavorables fueron en el cálculo de la componente vertical, además se recalca que el puente Batanes podría soportar sismos con aceleraciones del orden de 200-300 cm/s² sin mayor problema, dado que sus desplazamientos son pequeños.

A través de los esfuerzos fue posible encontrar las zonas más vulnerables a las que se vio sometido, logrando crear patrones de daño, siendo que para la componente longitudinal es factible que se dañen los pretiles y las bóvedas del arco 14, para la componente vertical el patrón fue para los tajamares, y para la componente transversal las zonas más vulnerables son todas las bóvedas del puente, para la demanda propuesta los resultados son alentadores en cuanto a resistencia a compresión, dado que para las 3 componentes los esfuerzos que recibe el puente son menores a los 25 Kg/cm² que se calcularon debe de resistir, señalando que el único sismo que no se puede soportar de manera satisfactoria es el de la estación NILT, remarcando que el máximo esfuerzo es de 29.56 Kg/cm² en la componente vertical.

Por otro lado, es preocupante la resistencia a tensión del puente, ya que en estructuras de mampostería la resistencia a tensión es prácticamente 0, aunque se propone que resisten el 5% de la resistencia a compresión, siendo 1.25 kg/cm² lo que debería resistir a tensión, mientras que en todos los sismos propuestos da como valor promedio 2 kg/cm² en la componente longitudinal y transversal, y en la componente vertical da un valor de 4.5 kg/cm², al igual que en los esfuerzos a compresión, el mayor esfuerzo a tensión ocurre en la componente vertical de la estación NILT, siendo de 29.56 kg/cm².

Por lo mencionado anteriormente es importante señalar que para sismos con aceleraciones menores a 300 m/s² el puente Batanes podría resistir los esfuerzos producidos a compresión, mientras que los producidos por tensión causarían daños al inmueble, por otro lado, para sismos con aceleraciones mayores a 440 m/s² los esfuerzos a compresión llegarían al límite de los 25kg/cm², por lo cual daño asociado podría ser capaz de repararse, y para los esfuerzos a tensión, estos serían demasiado superiores al límite esperado, causando daños demasiados desfavorables para el puente, siendo este totalmente incapaz de soportarlos.

Por otro lado, es importante recalcar que las cargas vehiculares propuestas de los vehículos HS-20 y T3-S2-R4 nos permiten comprobar que el puente puede resistirlas, esto es interesante, ya que por el puente transita regularmente el HS-20, pero no transita el T3-S2-R4, y al ser el acceso principal a Salvatierra es necesario conocer que en teoría puede transitarlo, aunque para corroborar esto se necesitara realizar más cálculos para estas cargas y revisar si las zonas no requieren algún tipo de reparación para mayor seguridad.

La presente investigación encontró resultados muy relevantes en materia de entender el comportamiento de la estructura, esto únicamente un resultado preliminar para evaluar los comportamientos sísmicos del puente Batanes, se deben de comparar los resultados obtenidos con análisis elásticos no lineales, distintos materiales etc., esto con el fin de apoyar al mejor entendimiento estructural de la misma, de cara a conservar el patrimonio mexicano.

LINEAS FUTURAS

Si se desea aun una mejor precisión en el modelo numérico será necesario realizar más campañas experimentales, esto con el fin de obtener los datos reales del puente, tales como el espesor del tímpano, la calidad de los rellenos y los módulos de elasticidad reales de los rellenos y mampostería.

Como se comentó en la presente investigación solamente se realizaron cálculos de análisis lineales, otra forma de poder seguir el camino de esta investigación es realizar cálculos de análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo, esto para poder tener unos resultados más confiables y tener un mejor entendimiento de su comportamiento estructural, dado que los resultados obtenidos solo son un parámetro de la reacción ante actividad sísmica del puente Batanes.

Definir una demanda sísmica con eventos sísmicos de aceleraciones mayores a 400cm/s^2 , con el fin de corroborar que los resultados obtenidos con la estación NILT sean 100% confiables, y no se trate de ningún tipo de anomalía en los cálculos.

Mejorar los cálculos de cargas vivas vehiculares, donde se tome en cuenta la acción de varios vehículos al mismo tiempo en el modelo, ya que en esta investigación solo se consideraron los vehículos HS-20 y T3-S2-R4, cada uno en un cálculo independiente.

ANEXOS

Tabla 30 Cálculos de la presión producida por una llanta

X	Y	Z	R	f
0.6	0	0	0.6	0.000
0.6	0	-0.01	0.600083328	0.342
0.6	0	-0.02	0.600333241	0.682
0.6	0	-0.03	0.600749532	1.020
0.6	0	-0.04	0.601331855	1.354
0.6	0	-0.05	0.602079729	1.681
0.6	0	-0.06	0.602992537	2.002
0.6	0	-0.07	0.604069532	2.315
0.6	0	-0.08	0.605309838	2.619
0.6	0	-0.09	0.606712452	2.913
0.6	0	-0.1	0.608276253	3.195
0.6	0	-0.11	0.61	3.465
0.6	0	-0.12	0.611882342	3.722
0.6	0	-0.13	0.613921819	3.966
0.6	0	-0.14	0.616116872	4.196
0.6	0	-0.15	0.618465844	4.410
0.6	0	-0.16	0.620966988	4.611
0.6	0	-0.17	0.623618473	4.795
0.6	0	-0.18	0.626418391	4.965
0.6	0	-0.19	0.629364759	5.119
0.6	0	-0.2	0.632455532	5.258
0.6	0	-0.21	0.635688603	5.382
0.6	0	-0.22	0.639061812	5.491
0.6	0	-0.23	0.642572953	5.586
0.6	0	-0.24	0.646219777	5.666
0.6	0	-0.25	0.65	5.733
0.6	0	-0.26	0.653911309	5.786
0.6	0	-0.27	0.657951366	5.826
0.6	0	-0.28	0.662117814	5.854
0.6	0	-0.29	0.666408283	5.870
0.6	0	-0.3	0.670820393	5.876
0.6	0	-0.31	0.67535176	5.871
0.6	0	-0.32	0.68	5.856
0.6	0	-0.33	0.684762733	5.832
0.6	0	-0.34	0.689637586	5.799
0.6	0	-0.35	0.694622199	5.758
0.6	0	-0.36	0.699714227	5.710
0.6	0	-0.37	0.704911342	5.656

0.6	0	-0.38	0.710211236	5.595
0.6	0	-0.39	0.715611627	5.529
0.6	0	-0.4	0.721110255	5.458
0.6	0	-0.41	0.726704892	5.382
0.6	0	-0.42	0.732393337	5.303
0.6	0	-0.43	0.738173421	5.220
0.6	0	-0.44	0.74404301	5.134
0.6	0	-0.45	0.75	5.045
0.6	0	-0.46	0.756042327	4.954
0.6	0	-0.47	0.76216796	4.862
0.6	0	-0.48	0.768374908	4.768
0.6	0	-0.49	0.774661216	4.673
0.6	0	-0.5	0.781024968	4.577
0.6	0	-0.51	0.787464285	4.481
0.6	0	-0.52	0.793977733	4.385
0.6	0	-0.53	0.800562302	4.288
0.6	0	-0.54	0.807217443	4.192
0.6	0	-0.55	0.81394103	4.096
0.6	0	-0.56	0.820731381	4.001
0.6	0	-0.57	0.827586853	3.906
0.6	0	-0.58	0.834505842	3.813
0.6	0	-0.59	0.841486779	3.720
0.6	0	-0.6	0.848528137	3.629
0.6	0	-0.65	0.884590301	3.193
0.6	0	-0.7	0.921954446	2.796
0.6	0	-0.75	0.960468636	2.441
0.6	0	-0.8	1	2.128
0.6	0	-0.85	1.040432602	1.855
0.6	0	-0.9	1.081665383	1.617
0.6	0	-0.95	1.123610253	1.411
0.6	0	-1	1.166190379	1.233
0.6	0	-1.05	1.209338662	1.080
0.6	0	-1.1	1.252996409	0.948
0.6	0	-1.15	1.297112177	0.833
0.6	0	-1.2	1.341640786	0.734
0.6	0	-1.25	1.386542462	0.649
0.6	0	-1.3	1.431782106	0.575
0.6	0	-1.35	1.47732867	0.510
0.6	0	-1.4	1.523154621	0.454
0.6	0	-1.45	1.569235483	0.405
0.6	0	-1.5	1.615549442	0.363
0.6	0	-1.55	1.662077014	0.325

0.6	0	-1.6	1.708800749	0.292
0.6	0	-1.65	1.755704987	0.263
0.6	0	-1.7	1.802775638	0.238
0.6	0	-1.75	1.85	0.215
0.6	0	-1.8	1.897366596	0.195
0.6	0	-1.85	1.944865034	0.177
0.6	0	-1.9	1.992485885	0.161
0.6	0	-1.95	2.040220576	0.147
0.6	0	-2	2.088061302	0.134
0.6	0	-2.05	2.136000936	0.123
0.6	0	-2.1	2.184032967	0.112
0.6	0	-2.15	2.232151429	0.103
0.6	0	-2.2	2.28035085	0.095
0.6	0	-2.25	2.328626204	0.087
0.6	0	-2.3	2.376972865	0.081
0.6	0	-2.35	2.425386567	0.074
0.6	0	-2.4	2.473863375	0.069
0.6	0	-2.45	2.522399651	0.064
0.6	0	-2.5	2.570992026	0.059
0.6	0	-2.55	2.619637379	0.055
0.6	0	-2.6	2.668332813	0.051
0.6	0	-2.65	2.717075634	0.048
0.6	0	-2.7	2.765863337	0.044
0.6	0	-2.75	2.814693589	0.041
0.6	0	-2.8	2.863564213	0.039
0.6	0	-2.85	2.912473176	0.036
0.6	0	-2.9	2.961418579	0.034
0.6	0	-2.95	3.010398645	0.032
0.6	0	-3	3.059411708	0.030
0.6	0	-3.05	3.108456208	0.028
0.6	0	-3.1	3.157530681	0.026
0.6	0	-3.15	3.206633749	0.025
0.6	0	-3.2	3.255764119	0.023
0.6	0	-3.25	3.304920574	0.022
0.6	0	-3.3	3.354101966	0.021
0.6	0	-3.35	3.403307215	0.020
0.6	0	-3.4	3.4525353	0.018
0.6	0	-3.45	3.501785259	0.017
0.6	0	-3.5	3.551056181	0.016
0.6	0	-3.55	3.600347205	0.016
0.6	0	-3.6	3.649657518	0.015
0.6	0	-3.65	3.698986348	0.014

0.6	0	-3.7	3.748332963	0.013
0.6	0	-3.75	3.79769667	0.013
0.6	0	-3.8	3.847076812	0.012
0.6	0	-3.85	3.896472764	0.011
0.6	0	-3.9	3.945883931	0.011
0.6	0	-3.91	3.955767941	0.011
0.6	0	-3.92	3.965652531	0.011
0.6	0	-3.93	3.975537699	0.011
0.6	0	-3.94	3.98542344	0.010
0.6	0	-3.95	3.99530975	0.010
0.6	0	-3.96	4.005196624	0.010
0.6	0	-3.97	4.015084059	0.010
0.6	0	-3.98	4.02497205	0.010
0.6	0	-3.9855	4.03041068	0.010

REFERENCIAS

Caicedo C., Barbat A.H., Canas J.A., Aguilar R., “Vulnerabilidad sísmica de edificios”, Monografías de ingeniería sísmica (CIMNE IS-6), Centro Internacional de Métodos Numéricos de Ingeniería. 1994

López J. “características dinámicas y vulnerabilidad sísmica de puentes históricos”, Tesis para obtener el título de maestro en ingeniería en el área de las estructuras, Departamento de estructuras, Universidad Michoacana de San Nicolás Hidalgo. Morelia, Michoacán. 2017.

Orduña A., Lozoya K. y Alcalá R. “Evaluación estructural del puente histórico de san juan de los lagos, Jalisco empleando el método de elementos finitos no lineales”, XX congreso nacional de ingeniería sísmica, Mérida, Yucatán, 2016

Rota M; (2004). Seismic vulnerability of masonry arch bridge walls, (Tesis de maestría), Universidad de Pavia.

Palermo A, et al; (2010). Preliminary findings on performance of bridges in the 2010 Darfield earthquake. en Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering. Vol 43, No. 4, diciembre 2010, pp. 412-420.

Oliveira Daniel V, Lourenç Paulo B, Lemos, Cláudia (2010). Geometric issues and ultimate load capacity of masonry arch bridges from the northwest Iberian Peninsula. en Engineering Structures. Vol 32, 2010, pp. 3955-3965.

Sena-Cruz J, Ferreira R et al; Luiz Bandeira bridge: assessment of a historical RC bridge, Univ. of Minho, Portugal. 2013.

Sevim B, Atamturktur S et al, (2015). Ambient vibration testing and seismic behavior of historical arch bridges under near and far fault ground motions. en Bulletin of Earthquake Engineering. Vol 14, 2016, pp. 241-259.

Aguayo V. y Rojas L. “Evaluación del puente histórico de San Juan de los Lagos empleando el método de los elementos finitos”. Tesis de Licenciatura, Universidad de Colima, Coquimatlán, México. 2015

Gaytán R.R., Martínez R. G., Rojas R.R, “Efecto de la componente sísmica vertical sobre las naves de la catedral de Morelia”, XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero, 2012.

Núñez A. “Riesgo sísmico del Templo de San Agustín en Morelia, Michoacán”, Tesis para obtener el título de maestro en ingeniería en el área de las estructuras, Departamento de estructuras, Universidad Michoacana de San Nicolás Hidalgo. Morelia, Michoacán. 2018.

Olmos B., Jara J., Martinez G., Identificación de la patología de puentes históricos de mampostería en México, REHABEND, 2016.

Bustamante A. O., Carbo G. R., Peña F., “Evaluación sísmica de construcciones históricas de mampostería: comparación de tres modelos de análisis”, Revista de Ingeniería Sísmica No. 77 PP. 71-88, 2007.

Sánchez A. (2016) Capítulo 4 de tesis doctoral en proceso. Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Sánchez P. P., Del Valle J. A., “Rehabilitación del puente Santa Teresa, Congreso de puentes y estructuras, 2005.

Chopra A.K. “Dynamics of structures Theory and Applications to Earthquake Engineering” University of California at Berkeley. 4ta edition. 2012, pp. 458.

Proske D., Gelder P., “Safety of Historical Stone Arch Bridges” Springer-Verlag Berlin Heidelberg. 2009, pp. 176-179.

Das B.M. “Fundamentos de Ingeniería geotécnica”, California state university, Ed. Thomson Learning, 2001, pp. 308-310

Lourenço, P., D. Oliveira, Strengthening of masonry arch bridges: Research and applications, Univ. of Minho, Portugal.

Peña M. F., “Importancia de la resistencia a tensión en el comportamiento estructural de construcciones de mampostería”. Congreso Nacional de ingeniería estructural, Acapulco, Guerrero 2004.

Qadir, A; (2009). Seismic vulnerability of historical arch type bridge structures in Italy, Master’s Thesis, University of Padova.

Comisión Federal de electricidad (2015). Manual de diseño de obras civiles, Diseño por sismo, México.

Simulia. "Abaqus Analysis User's Manual, 6.12". Dassault Systèmes Simulia Corp,2012.

Autodesk, Inc. (2014). AutoCAD (Versión I.18.0.0, Ed.).

SeismoSoft. (s.f.) SeismoSignal (Versión 4.3.0, Ed.).

Simulia. Abaqus/CAE (2015) (Versión 6.14-4, Ed.).

LimitState: Ring (Versión 3.2.b.20773 (x64), Ed.).

ARTEMIS Modal Pro (Versión 4.0.0.2, Ed.).

Microsoft (2016). Excel (Versión. 16.0.4266.1003, Ed.)

GID (2017) (Versión 13.0.4, Ed.).

REFERENCIAS ELECTRÓNICAS

- (1) <http://www.visitmexico.com/es/patrimonio-mexicano>
- (2) <https://www.igi-global.com/dictionary/architectural-heritage/48665>
- (3) <https://historiaybiografias.com/puentes/>
- (4) <http://caminosdeferro.blogspot.com/2013/07/salvando-las-distancias-puentes-de.html>
- (5) <https://www.eitb.eus/es/noticias/internacional/detalle/5105159/terremoto-mexico-19-septiembre-2017-noticias-sismo-dia-26/>
- (6) <http://loboquirce.blogspot.com/2015/08/>